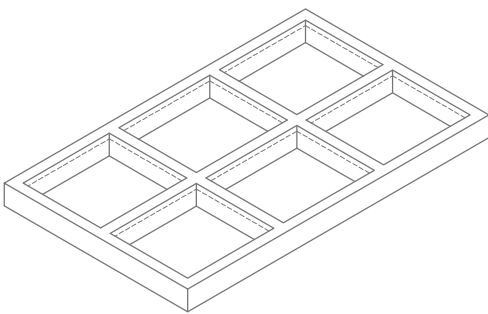
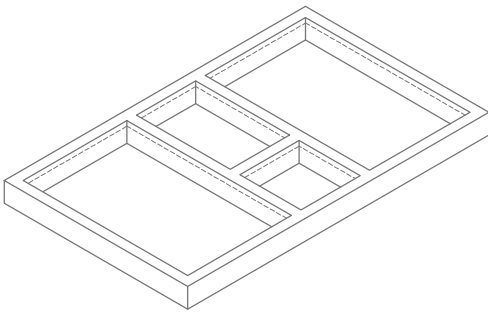


Introducción a la cimentación con losas postesadas sobre suelos expansivos

CONCEPCIÓN, CONVENIENCIA Y CÁLCULO



Gabriel Rodríguez Calvo
Tutor: Antonio Jaramillo Morilla, Dr Arquitecto
TFG 1.2 - Ingeniería del Terreno
Grado en Fundamentos de Arquitectura - 2014|15

Índice

O. Losas postesadas: concepto.....	5
1. Introducción	
1.1. Motivación.....	7
1.2. Delimitación del ámbito de estudio.....	11
1.3. Objetivos.....	11
2. Desarrollo	
2.1. Hoja de cálculo.....	13
2.2. Caso de estudio: vivienda en Santa Clara.....	17
3. Conclusiones	
3.1. Valoración de hoja de cálculo: uso y limitaciones.....	31
3.2. Valoración de resultados.....	31
3.3. Posibilidad de implementación en España.....	32
4. Posible continuidad de la línea de trabajo.....	35
5. Bibliografía.....	37
6. Anejos.....	39

0. Losas postesadas: concepto

-Losa de cimentación

“Sistema de cimentación superficial de hormigón armado cuyas dimensiones en planta son predominantes respecto de su espesor [...]” [O.1]

Entre las tipologías de losa de cimentación por su geometría, se recoge habitualmente la losa nervada, reforzada en su cara superior o inferior (más habitual) para mejorar su inercia y el reparto de las cargas puntuales recibidas – ya que los soportes suelen apoyarse en las intersecciones entre nervios.

-Postesado

Bajo Tipos de pretensado: “Con armaduras postesas. El hormigonado se realiza antes del tesado de las armaduras activas que normalmente se alojan en conductos o vainas. Cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia se procede al tesado y anclaje de las armaduras” [O.2]

De la combinación de estos conceptos se infiere la definición de la losa de cimentación postesada: sistema constructivo en el que el elemento de contacto entre el terreno y el edificio tiene un carácter superficial, construido en hormigón armado, que además contiene armaduras activas, a las que se introduce una tensión de forma posterior al hormigonado y previa a la puesta en carga del edificio. Además, en las prácticas habituales a la hora de emplear este sistema se reconocen dos geometrías características: canto uniforme (u homogeneizado) y canto variable (losa nervada), ambos derivados del mismo procedimiento de cálculo.

Respecto a una losa de hormigón armado, este sistema genera, a priori, un elemento mucho más rígido y un menor volumen de materiales empleados.

1. Introducción

1.1. Motivación

1.1.1. Problemática: cimentación de edificios pequeños sobre suelos expansivos

En la cuenca del Guadalquivir – entre otros puntos de la geografía española- se encuentra una enorme abundancia de suelos con riesgo de comportamiento expansivo, sustrato altamente problemático para la cimentación de edificios de pequeña entidad; estos edificios, por su ligereza respecto a los empujes del terreno, son el objeto de la mayoría de los casos de lesiones en edificación por defectos en la cimentación.

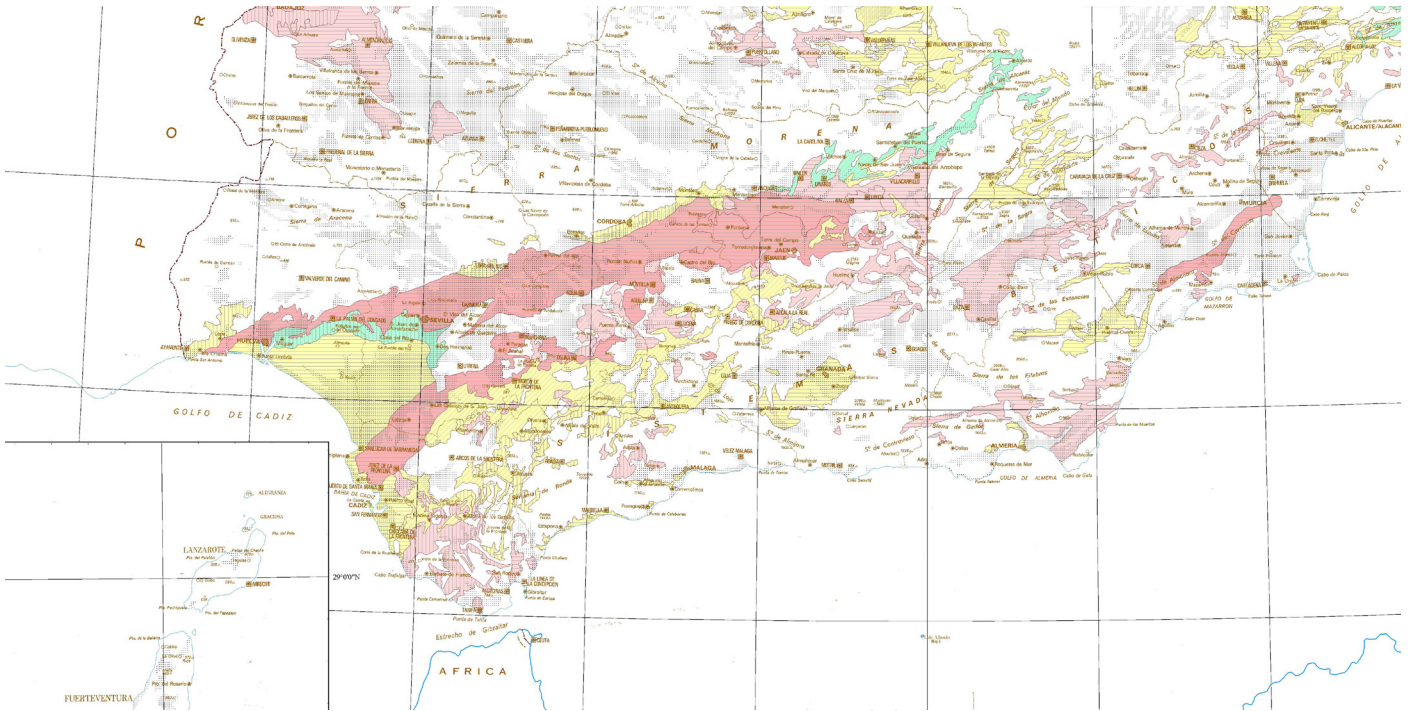


figura 1 - Mapa de riesgo de expansividad del terreno en la Península Ibérica, 1986 - fragmento [1.1]

1.1.2. Prácticas habituales [1.2] [1.3]

Ante la detección de suelos expansivos en el terreno a edificar existen varias actitudes habitualmente adoptadas en lo que al sistema de cimentación se refiere.

En ciertos casos, en los que la capa activa de terreno expansivo no excede los 4 o 5 metros de espesor, se excavan y retiran los primeros 3 a 4 metros de terreno para la construcción de un sótano, siempre de acuerdo a criterio de proyecto; bajo el mencionado sótano quedará una capa de suelo expansivo de espesor insuficiente como para que sus movimientos resulten dañinos para la edificación.

En casos similares al anterior, con una capa activa similar, pero sin posibilidad o necesidad de proyectar un sótano, se realizan pozos de cimentación bajo cada zapata, con una profundidad tal que el plano de apoyo quede en un estrato sin riesgo de movimientos expansivos. En este sistema de cimentación suelen aparecer lesiones por no desolidarizar los elementos arriostrantes de la superficie de la capa activa.

También propia de edificación ligera en zonas de capa activa relativamente pequeña es la creación de losas de cimentación sobredimensionadas, con la intención de añadir peso al edificio y contrarrestar los esfuerzos introducidos por los mo-

vimientos del terreno. Este sobredimensionado está en torno al 30 y el 50% sobre la cimentación necesaria por cálculo, con el consiguiente aumento de volumen y proporcional consumo de materiales de construcción.

Una cuarta alternativa en estas situaciones, limitada por presupuesto a obras de cierta entidad –continuando con el supuesto de edificios “ligeros”, de no más de dos plantas-, es la cimentación por pilotaje; desproporcionado para promociones equiparables a una o dos viviendas unifamiliares, exige maquinaria de una importancia considerable. Supone la cimentación con pilotes hasta cotas sin riesgo de movimientos; sobre ellos, un forjado sanitario que desvincule la cara inferior de la estructura de los movimientos del terreno, omisión habitual en cimentaciones de este tipo, como el ejemplo en Santa Clara, Sevilla, que se expone más adelante.

1.1.3 Ventajas (a priori) del sistema de Losa de cimentación postesada

La implementación de cimentaciones con losa postesada se plantea como alternativa directa al uso de losas de cimentación sobredimensionadas –tercer caso planteado en el punto anterior. Habitualmente, las losas convencionales, solamente con armaduras pasivas, se consideran elementos de cimentación flexibles, por lo que los asientos diferenciales por movimientos del terreno desembocan inevitablemente en movimientos heterogéneos en la pieza, con la consiguiente fisuración de la misma.

Con la introducción de armaduras activas, en primer lugar se mejora el rendimiento de la sección, consiguiendo un mayor canto útil con menos material. En segundo lugar, las cimentaciones postesadas tienen una rigidez mucho mayor que cualquier caso equivalente sin pretensado; por esta rigidez, los asientos diferenciales del terreno no se traducen en movimientos directos de cada punto de la cimentación, reduciendo esfuerzos en la cimentación.

En casos de cimentaciones postesadas sobre suelos expansivos, los puntos de la cimentación que circundan a aquellos que sufren los esfuerzos resultantes del movimiento del terreno trabajan de forma solidaria con estos últimos, disipando los esfuerzos en la pieza y minimizando las deformaciones.

Por estos motivos, las cimentaciones postesadas suponen a la vez un ahorro de materiales de construcción y un sistema resistente a los suelos de comportamiento expansivo.

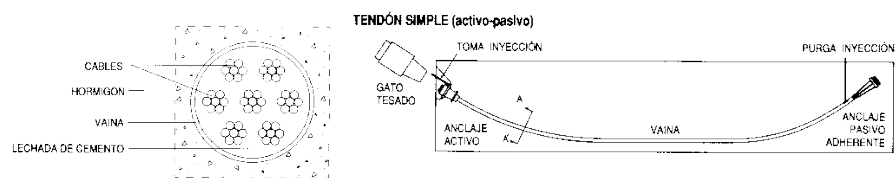


figura 02 - esquema de sistema de postesado de piezas de hormigón a flexión [1.4]

1.1.4 Hormigón postesado en España y cimentaciones postesadas

Cimentaciones postesadas en edificios ligeros

Las cimentaciones postesadas en edificios pequeños tienen su origen en EEUU, donde resulta una práctica relativamente habitual en sus abundantes regiones con riesgo de expansividad; de la misma forma, tampoco son infrecuentes estas cimentaciones en algunas regiones de Australia, donde sin embargo no parece un producto tan arraigado en el mer-

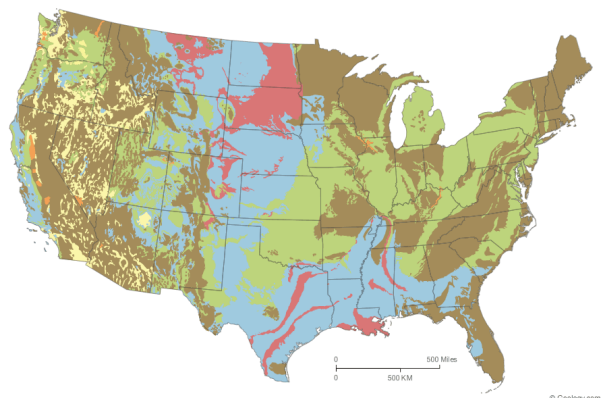


figura 03 - riesgo de expansividad en EEUU - rojo y azul representan riesgo muy alto y alto, verde y marrón, riesgo moderado o bajo 1989 [1.5]

cado de la construcción como en el país norteamericano. En ambas regiones el problema de expansividad radica en estratos expansivos muchas veces del doble de espesor que en la Península Ibérica, donde rondan los 15 metros en los puntos de mayor profundidad.

En cuanto a la tecnología del hormigón postesado en Europa, si bien es de aplicación normalizada en obras de ingeniería civil, con ánimo de mejorar la eficiencia de las secciones empleadas y extender la vida útil de las construcciones, no es para nada habitual en edificación convencional, donde reina el hormigón armado con acero pasivo.

Hormigón postesado en España: orígenes ^[1.6]

Los inicios de esta tecnología en España se deben, como otros tantos avances ingenieriles, al ingeniero Eduardo Torroja. Su primer proyecto con hormigón postesado data de 1926, la construcción del Acueducto del Tempul, en el municipio de Jerez de la Frontera; en esta construcción el postesado se aplica para contrarrestar los esfuerzos gravitatorios a los que se somete la estructura por su uso, una actitud algo diferente a la adoptada actualmente en la aplicación del pretensado, habitualmente empleado para mejorar el rendimiento a flexión de las secciones de hormigón armado.

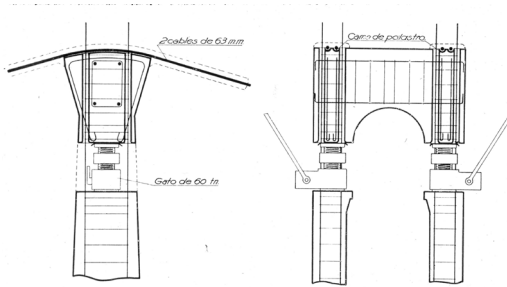


fig 04 - detalle de las pilas "postesables" del Acueducto del Tempul, Eduardo Torroja - 1926 [1.7]

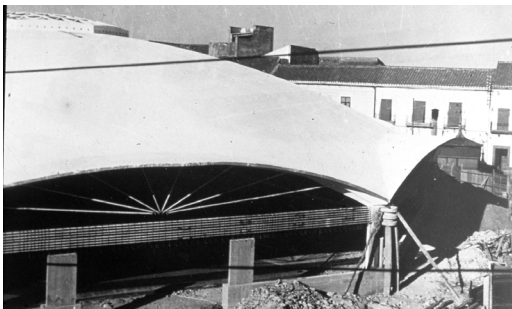


fig 05 - Mercado de Algeciras en construcción, tirantes horizontales aún al descubierto - 1933 [1.7]



fig 06 - Acueducto de Allos - circa 1950 [1.7]

En 1933, de nuevo Eduardo Torroja junto al arquitecto Manuel Sánchez Arcas, proyecta la construcción de la cubierta del Mercado de Algeciras, un casquete esférico formado por una lámina de hormigón armado de poco espesor. Esta lámina se apoyaba en su perímetro sobre ocho soportes verticales, atados en sus cabezas por un tirante de acero octogonal; mediante el tesado de este tirante se consiguió una pequeña elevación que separó la lámina de su cimbra, trasladando su carga a los soportes verticales del perímetro.

Con el proyecto y construcción del Acueducto de Allos, Navarra, en 1940, puede considerarse la última obra en hormigón postesado de Torroja como pionero de la técnica en España. Tramos longitudinales de 40m, con apoyos a 10m de cada extremo, y sección transversal parabólica, permiten el tesado en ambas direcciones; en sentido longitudinal de la pieza para mejorar su rendimiento a flexión y en el sentido transversal -en los puntos más altos de la parábola, mediante tensores a lo ancho del canal cada 4m- para evitar la fisuración, esencial para la estanqueidad a largo plazo de tal obra hidráulica.

Hormigón postesado en España: actualidad ^[1.6]

Si bien el postesado del hormigón no es una técnica extraña en España, sí lo es en el ámbito de la edificación, ya que su uso mayoritario se registra en obras de ingeniería civil. Se pueden ver obras realizadas en hormigón postesado en infinitud de construcciones viales e hidráulicas, siendo algunos puentes -en territorio español y diseñados por técnicos españoles- de referencia en el panorama internacional de la obra civil, sin embargo, los casos de edificación con hormigón postesado en su

composición son realmente escasos.

Esta situación se achaca en general a la formación clásica de los responsables de los proyectos de edificación en lo que a sistemas estructurales se refiere. Además, se reconoce una falta de información sobre el tema, unida a una ausencia de normativa específica y unas recomendaciones sobre su aplicación. Es por todo esto que siempre que se ha implementado el hormigón postesado en edificación, se ha hecho de la mano de técnicos y proyectistas con formación y experiencia en ingeniería civil, con algunos nombres destacados como Rui-Wamba, Corres, Bellod o Lobart.

De este panorama de desinformación o ignorancia, a pesar de todo, han surgido en los últimos años algunos ejemplos de arquitectura compuesta en alguna de sus partes por hormigón postesado.

Torre Agbar – Barcelona, 1999-2005 [1.6] [1.8]

Diseñada por Jean Nouvel y el estudio catalán b720, levanta 144m sobre rasante divididos en 34 plantas; dos cilindros ovales no concéntricos forman el núcleo central y la cara exterior del edificio hasta la planta 26, con forjados apoyados en ambos cilindros; desde la planta vigésimo sexta sólo se prolonga el cilindro central, en el que nacen forjados de hormigón pretensado con vuelos de hasta 10 metros. En todas las plantas se consigue una distribución sin pilares, dada la peculiar configuración estructural.

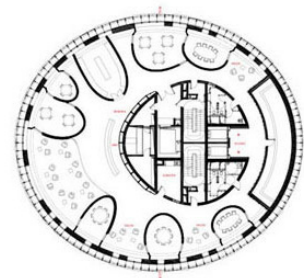


fig 07 - planta intermedia, Torre Agbar - dos cilindros estructurales reconocibles [1.10]

Parque comercial Bonaire – Valencia, 1998-2001 [1.6]

Con una superficie en planta de 60.000m² y una distribución de pilares en retícula de 16x16m, supone la losa de hormigón sin juntas de dilatación más grande del mundo. Se empleó hormigón postesado en su diseño por la heterogeneidad formal en las diferentes plantas, que suponía una enorme complejidad de correspondencia entre juntas estructurales de diferentes forjados.



fig 08 - Bonaire, montaje de losa postesada [1.11]

Cimentación de la Torre Espacio -Madrid, 2004-2008 [1.6] [1.8] [1.9]

Levanta 230 metros sobre el suelo en 57 plantas, todo ellos sobre una losa de cimentación postesada de 4 metros de canto y 52x43 metros en planta; el tesado se realiza mediante 40 tendones en cada una de las direcciones paralelas a los lados de la losa. En este momento, esta obra es paradigma de cimentaciones postesadas en España, como único ejemplo conocido; además, por su escala parece más próximo al ámbito de las estructuras ingenieriles que al de la edificación. Además, la forma de su construcción da más datos sobre las posibilidades: según aumentaban las plantas construidas sobre rasante, se aumentaba la tensión de tesado de la losa, hasta cuatro veces en diferentes estadios de la obra.



fig 09 - Torre Espacio, montaje de cimentación [1.12]

1.2. Delimitación del ámbito de estudio

El presente estudio se ciñe al empleo de un sistema constructivo pertinente en una determinada localización geográfica. El ámbito escogido se reduce a la Península Ibérica, con especial atención a la región de Andalucía y la ciudad de Sevilla; la frecuencia de la aparición de suelos expansivos en estas zonas da lugar a cierta abundancia de problemas en las cimentaciones de edificación de escasa entidad^[1.2]. Por este mismo motivo, el sistema de cimentación estudiado se tratará para casos de edificación de pequeñas dimensiones – del entorno de una vivienda unifamiliar de hasta dos plantas de altura.

Para el estudio de la implementación de este sistema de cimentación se emplea una hoja de cálculo^[1.13] programada para el dimensionado de losas postesadas de pequeñas dimensiones, elaborada y publicada por la consultora de ingeniería *Daniel T. Li, Engineering Inc.*, con base en Arcadia, EEUU. Por su origen, la tabla fue elaborada en inglés y los cálculos que contiene realizados en unidades propias del Sistema Imperial. Por esto, se procede a su traducción y conversión, para permitir su uso tanto para el presente trabajo como en futuros cálculos. Además, se revisará su adecuación a la normativa vigente española.

Todas estas tareas confluyen en la elaboración de un caso de estudio de aplicación teórica del sistema de cimentación, realizado con datos geotécnicos^[1.14] de la ciudad de Sevilla y calculada mediante la hoja de cálculo^[1.13] traducida y convertida.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivos generales

- Sistema constructivo:** puesta en conocimiento del sistema de cimentación por losas postesadas, para su uso sobre suelos expansivos.

- Conveniencia:** evaluación somera de la conveniencia y posibilidades del sistema constructivo, por comparación con aquéllos a los que sustituye y en su aplicación en el ámbito geográfico estudiado.

- Herramientas de cálculo:** habilitación de una primera aproximación a la herramienta de cálculo disponible para el sistema constructivo estudiado.

1.3.2. Objetivos específicos

- Hoja de cálculo:** traducción inglés-castellano; conversión a unidades del Sistema Internacional (o habituales en el cálculo estructural en España) de la tabla original en unidades del Sistema Imperial; evaluación de la adecuación de la tabla a la normativa vigente en España –EHE-O8, Instrucción de Hormigón Estructural; correcciones de acuerdo a la citada norma.

- Caso de estudio:** evaluación de la problemática de suelos expansivos en la urbanización Cruz de Malta, Santa Clara, Sevilla; dimensionado de cimentación para vivienda en urbanización Cruz de Malta, valoración de resultados.

2. Desarrollo

2.1. Hoja de cálculo

2.1.1. Tabla original^[1.13]

La tabla original adaptada y empleada en los cálculos del presente trabajo ha sido creada y divulgada por la consultora de ingeniería *Daniel T. Li, Engineering Inc.*, creadores de muchas otras hojas de cálculo para dimensionado de estructuras, tanto ingenieriles como arquitectónicas.

Daniel T. Li
Engineering International

PROJECT :
CLIENT :
JOB NO. :

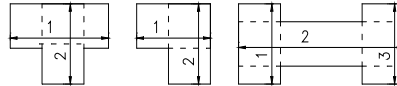
DATE :

PAGE :
DESIGN BY :
REVIEW BY :

Design of PT Slabs on Expansive Soil Ground Based on Specification of PTI

1. DESIGN METHODS

1.1 DIVIDE AN IRREGULAR FOUNDATION PLAN INTO OVERLAPPING RECTANGLES AND USING THIS SPREADSHEET DESIGN EACH RECTANGULAR SECTION SEPARATELY.



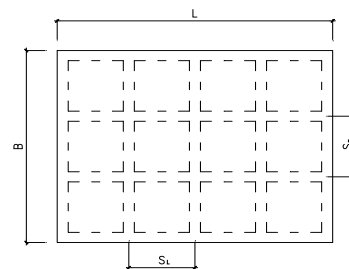
2. INPUT DATA & DESIGN SUMMARY

2.1 SOILS PROPERTIES

ALLOWABLE SOIL-BEARING PRESSURE	q_{allow}	=	2700	psf
EDGE MOISTURE VARIATION DISTANCE	e_m	=	5.5	ft, for center lift
		=	2.5	ft, for edge lift
DIFFERENTIAL SOIL MOVEMENT	y_m	=	3.608	in, for center lift
		=	0.752	in, for edge lift

2.2 STRUCTURAL DATA AND MATERIALS PROPERTIES

SLAB-SUBGRADE FRICTION COEFFICIENT	μ	=	0.75	
SLAB LENGTH	L	=	42	ft
SLAB WIDTH	B	=	24	ft
SLAB THICKNESS	t	=	4	in
PERIMETER LOADING	P	=	1040	plf
MAX BEARING LOADING ON THE SLAB	P_b	=	2700	plf
ADDED DEAD LOAD	DL	=	15	psf
LIVE LOAD	LL	=	40	psf
AVERAGE STIFFENING BEAM SPACING, L DIRECTION	S_L	=	14	ft
AVERAGE STIFFENING BEAM SPACING, B DIRECTION	S_B	=	12	ft
STIFFENING BEAM DEPTH	h	=	24	in
STIFFENING BEAM WIDTH	b	=	10	in
CONCRETE STRENGTH	f'_c	=	2.5	ksi
SLAB PRESTRESSING TENDONS, L DIRECTION	5	tendons w/	0.153	in ² at each tendon.
SLAB PRESTRESSING TENDONS, B DIRECTION	7	tendons w/	0.153	in ² at each tendon.
TENDON IN THE BOTTOM OF EACH BEAM	0	tendons w/	0	in ² (only for edge lift governing required)
EFFECTIVE PRESTRESS AFTER ALL LOSSES EXCEPT SG	f_e	=	174	ksi



THE DESIGN IS ADEQUATE.
SUGGESTED RATIO OF EXPECTED ELONGATION IS 000.000
CONVERTED UNIFORM THICKNESS IS 006 inch

La presente tabla contiene dos hojas, ambas para cálculo de losas postesadas, siendo la primera para cimentaciones sobre suelos expansivos, la segunda para el caso de suelos colapsable. Ambas hojas requieren de los mismos datos sobre el terreno y la estructura a dimensionar. En el presente estudio se adapta únicamente la tabla para casos expansivos, la única situación pertinente en el ámbito geográfico español.

Tanto para suelos expansivos como colapsables, es necesaria la introducción de los mismos datos sobre el terreno, siendo necesarios su capacidad portante y movimientos verticales; además, se consideran en estos movimientos la influencia de la geometría de la losa, al requerir la estimación de la zona afectada por las variaciones de humedad.

Sobre los datos de entrada de la estructura, exige las dimensiones en planta y la introducción de secciones estimadas para la losa de tablero y las vigas de rigidización. Asimismo, la posición, sección y tensión de postesado de los tendones queda a criterio del proyectista. Debe conocerse también las cargas transmitidas por el edificio a la cimentación, en forma de carga perimetral, sin posibilidad de introducir soportes puntuales –fruto probablemente del sistema de construcción *balloon frame*, propio de Norteamérica, carente de soportes verticales.

En cuanto a la resistencia de materiales empleados, la tabla no impone limitaciones de mínimos para el hormigón ni para el acero de las armaduras activas –la tabla por defecto contiene acero de $f_{ck}=17 \text{ N/mm}^2$, no permitido en la normativa española.

En el cálculo de la losa, el sistema contempla una sección tipo (de viga de rigidización) y realiza diversas comprobaciones, a partir de la determinación de las propiedades de la citada sección:

. ASSUME A TRIAL SECTION

3.1 ASSUME BEAM DEPTH AND SPACING

ALLOWABLE DIFFERENTIAL DEFLECTION, FOR CENTER LIFT, AT L DIRECTION

$$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_{\Delta} = 1.40 \text{ in}$$

Where $\beta = 8 \text{ ft}$

$C_{\Delta} = 360$

ALLOWABLE DIFFERENTIAL DEFLECTION, FOR EDGE LIFT, AT L DIRECTION

$$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_{\Delta} = 0.70 \text{ in}$$

Where $\beta = 8 \text{ ft}$

$C_{\Delta} = 720$

BEAM DEPTH, FOR CENTER LIFT, AT L DIRECTION

$$h = [(Y_m L)^{0.205} S_B^{1.059} p^{0.523} e_m^{1.296} / 380 \Delta_{allow}]^{0.824} = 14.28 \text{ in}$$

BEAM DEPTH, FOR EDGE LIFT, AT L DIRECTION

$$h = [L^{0.35} S_B^{0.88} e_m^{0.74} y_m^{0.76} / 15.9 \Delta_{allow} p^{0.011}]^{1.176} = 2.51 \text{ in}$$

$$\text{GOVERNING } h = 23.57 \text{ in} <$$

3.2 DETERMINE SECTION PROPERTIES

L DIRECTION

$$\begin{aligned} n &= 3 & y_b &= 17.89 \text{ in} \\ A &= 1752 \text{ in}^2 & S_t &= 12824 \text{ in}^3 \\ I &= 78347 \text{ in}^4 & S_b &= 4379 \text{ in}^3 \\ CGS &= 22.00 \text{ in} & e &= 4.11 \text{ in} \end{aligned}$$

ALLOWABLE DIFFERENTIAL DEFLECTION, FOR CENTER LIFT, AT B DIRECTION

$$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_{\Delta} = 0.80 \text{ in}$$

Where $\beta = 8 \text{ ft}$

$C_{\Delta} = 360$

ALLOWABLE DIFFERENTIAL DEFLECTION, FOR EDGE LIFT, AT B DIRECTION

$$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_{\Delta} = 0.40 \text{ in}$$

Where $\beta = 8 \text{ ft}$

$C_{\Delta} = 720$

BEAM DEPTH, FOR CENTER LIFT, AT B DIRECTION

$$h = [(Y_m B)^{0.205} S_t^{1.059} p^{0.523} e_m^{1.296} / 380 \Delta_{allow}]^{0.824} = 23.57 \text{ in}$$

BEAM DEPTH, FOR EDGE LIFT, AT B DIRECTION

$$h = [B^{0.35} S_t^{0.88} e_m^{0.74} y_m^{0.76} / 15.9 \Delta_{allow} p^{0.011}]^{1.176} = 4.52 \text{ in}$$

$$\text{ACTUAL } h = 24.00 \text{ in} \quad [\text{Satisfactory}]$$

B DIRECTION

$$\begin{aligned} n &= 4 & y_b &= 18.59 \text{ in} \\ A &= 2816 \text{ in}^2 & S_t &= 20674 \text{ in}^3 \\ I &= 111827 \text{ in}^4 & S_b &= 6015 \text{ in}^3 \\ CGS &= 22.00 \text{ in} & e &= 3.41 \text{ in} \end{aligned}$$

En primer lugar realiza la comprobación de la sección sobre el cálculo de esfuerzos flectores en toda la pieza, generados tanto por las cargas aplicadas como por los esfuerzos introducidos por los movimientos del terreno. En todo momento, tanto esfuerzos como deformaciones, son contemplados para el borde (*edge*) y para el centro (*center*) de la losa, ya que éstos son los puntos críticos en las situaciones de movimientos verticales del terreno.

. CALCULATE MAXIMUM APPLIED SERVICE MOMENTS

4.1 CENTER LIFT MOMENT AT L DIRECTION

$$M_L = A_0 (B e_m^{1.238} + C) = 11.51 \text{ ft-kips / ft}$$

Where $A_0 = (L^{0.013} S_B^{0.306} h^{0.688} p^{0.534} y_m^{0.193}) / 727 = 1.439$

$$\begin{aligned} B &= 1, \text{ for } e_m < 5 \\ B &= \text{MIN}[(y_m - 1) / 3, 1], \text{ for } e_m > 5 \end{aligned} = 0.87$$

$$\begin{aligned} C &= 0, \text{ for } e_m < 5 \\ C &= \text{MAX}[(8 - (P - 613) / 255) (4 - y_m) / 3], 0, \text{ for } e_m > 5 \end{aligned} = 0.83$$

4.2 EDGE LIFT MOMENT AT L DIRECTION

$$M_L = S_B^{0.10} (h e_m)^{0.70} y_m^{0.86} / (7.2 L^{0.0065} p^{0.04}) = 2.66 \text{ ft-kips / ft}$$

CENTER LIFT MOMENT AT B DIRECTION

$$\begin{aligned} M_B &= (58 + e_m) M_L / 60, \text{ for } L/B > 1.1 \\ M_B &= M_L, \text{ for } L/B < 1.1 \end{aligned} = 12.18 \text{ ft-kips / ft}$$

EDGE LIFT MOMENT AT B DIRECTION

$$\begin{aligned} M_B &= h^{0.35} (19 + e_m) M_L / 57.75, \text{ for } L/B > 1.1 \\ M_B &= M_L, \text{ for } L/B < 1.1 \end{aligned} = 3.01 \text{ ft-kips / ft}$$

. CHECK FLEXURAL CONCRETE STRESSES

5.1 ALLOWABLE CONCRETE STRESSES

$$\begin{aligned} \text{FLEXURAL TENSILE STRESS} \quad f_{t,allow} &= -6 (f'_c)^{0.5} = -0.300 \text{ ksi} \\ \text{FLEXURAL COMPRESSIVE STRESS} \quad f_{c,allow} &= -0.45 f'_c = 1.125 \text{ ksi} \end{aligned}$$

5.2 TOP STRESS, FOR CENTER LIFT MOMENT, AT L DIRECTION

$$\begin{aligned} f &= P_r / A - M_L / S_t + P_r e / S_t = -0.172 \text{ ksi} \\ \text{Where } P_r &= P_e - SG = 97.65 \text{ kips} \\ P_e &= f_e A_{ps} = 133.11 \text{ kips} \\ SG &= W_{slab} \mu / 2000 = 35.46 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Then } f &> f_{t,allow} \quad [\text{Satisfactory}] \\ &< f_{c,allow} \quad [\text{Satisfactory}] \end{aligned}$$

TOP STRESS, FOR CENTER LIFT MOMENT, AT B DIRECTION

$$\begin{aligned} f &= P_r / A - M_B / S_t + P_r e / S_t = -0.219 \text{ ksi} \\ \text{Where } P_r &= P_e - SG = 150.89 \text{ kips} \\ P_e &= f_e A_{ps} = 186.35 \text{ kips / ft} \\ SG &= W_{slab} \mu / 2000 = 35.46 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Then } f &> f_{t,allow} \quad [\text{Satisfactory}] \\ &< f_{c,allow} \quad [\text{Satisfactory}] \end{aligned}$$

A partir de los momentos aplicados se evalúan las deformaciones diferenciales, causadas tanto por los citados momentos como por la introducción del pos-tesado; este cálculo arroja los movimientos verticales de acuerdo a los esfuerzos considerados en ambas direcciones perpendiculares de la losa rectangular supuesta, además de generar resultados tanto para puntos del borde como del centro de la losa.

. CHECK DIFFERENTIAL DEFLECTIONS

6.1 RELATIVE STIFFNESS LENGTH AT L DIRECTION

$$\begin{aligned} \beta &= (E_c I / E_s)^{1/4} / 12 = 8.566 \text{ ft} \\ \text{Where } E_c &= (0.5) 57000 (f'_c)^{0.5} = 1425000 \text{ psi} \\ E_s &= 1000 \text{ psi} \end{aligned}$$

6.2 ALLOWABLE DIFFERENTIAL DEFLECTION AT L DIRECTION

$$\begin{aligned} \text{FOR CENTER LIFT} \\ \Delta_{allow} &= 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_{\Delta} = 1.40 \text{ in} \\ \text{Where } C_{\Delta} &= 360 \\ \text{FOR EDGE LIFT} \\ \Delta_{allow} &= 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_{\Delta} = 0.70 \text{ in} \\ \text{Where } C_{\Delta} &= 720 \end{aligned}$$

RELATIVE STIFFNESS LENGTH AT B DIRECTION

$$\begin{aligned} \beta &= (E_c I / E_s)^{1/4} / 12 = 9.363 \text{ ft} \\ \text{Where } E_c &= (0.5) 57000 (f'_c)^{0.5} = 1425000 \text{ psi} \\ E_s &= 1000 \text{ psi} \end{aligned}$$

ALLOWABLE DIFFERENTIAL DEFLECTION AT B DIRECTION

$$\begin{aligned} \text{FOR CENTER LIFT} \\ \Delta_{allow} &= 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_{\Delta} = 0.80 \text{ in} \\ \text{Where } C_{\Delta} &= 360 \\ \text{FOR EDGE LIFT} \\ \Delta_{allow} &= 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_{\Delta} = 0.40 \text{ in} \\ \text{Where } C_{\Delta} &= 720 \end{aligned}$$

En la siguiente comprobación, de cortante, evalúa los esfuerzos combinados de cargas y movimientos del suelo, de nuevo para las dos direcciones de la pieza estudiada, comprobando la capacidad del hormigón a cortante.

CHECK SHEAR CAPACITY

7.1 APPLIED SERVICE LOAD SHEAR AT L DIRECTION

FOR CENTER LIFT

$$V_L = L^{0.09} S_B^{0.71} h^{0.43} p^{0.44} y_m^{0.16} e_m^{0.53} / 1940 =$$

$$2,105 \text{ kips/ft}$$

FOR EDGE LIFT

$$V_L = L^{0.07} h^{0.4} p^{0.03} y_m^{0.67} e_m^{0.16} / (3.0 S_B^{0.015}) =$$

$$1,752 \text{ kips/ft}$$

APPLIED SERVICE LOAD SHEAR AT B DIRECTION

FOR CENTER LIFT

$$V_B = B^{0.19} S_L^{0.43} h^{0.20} p^{0.54} y_m^{0.04} e_m^{0.97} / 1350 =$$

$$1,965 \text{ kips/ft}$$

FOR EDGE LIFT

$$V_B = B^{0.07} h^{0.4} p^{0.03} y_m^{0.67} e_m^{0.16} / (3.0 S_L^{0.015}) =$$

$$1,681 \text{ kips/ft}$$

La siguiente comprobación se refiere a la capacidad portante del terreno, de acuerdo a la superficie de la cimentación en contacto con el terreno y la carga total gravitatoria transmitida.

CHECK SOIL BEARING

8.1 APPLIED LOADING

SLAB WEIGHT 150 L B t

=

$$50400 \text{ lbs}$$

ADDED DL DL L B

=

$$15120 \text{ lbs}$$

LIVE LOAD LL L B

=

$$40320 \text{ lbs}$$

BEAM WEIGHT 150 (h-t) b (Total Length)

=

$$44167 \text{ lbs}$$

PERIMETER LOAD P (2L + 2B)

=

$$137280 \text{ lbs}$$

BEAM BEARING AREA

$$(b)(\text{Total Length}) = 175 \text{ ft}^2$$

SOIL PRESSURE

$$q = \text{Total Load} / \text{THE AREA} = 1642 \text{ psf}$$

$$< q_{\text{allow}}$$

[Satisfactory]

La última comprobación estructural parece fruto también del sistema *balloon frame*, ya que se refiere a cargas transmitidas “por particiones portantes”; este cálculo tiene en cuenta la rigidez de la losa en ambas direcciones perpendiculares, de acuerdo a cargas lineales aplicadas en puntos interiores a la losa –hasta ahora sólo se habían contemplado cargas situadas en los bordes de la losa.

CHECK SLAB STRESS DUE TO LOAD-BEARING PARTITIONS

9.1 RELATIVE STIFFNESS LENGTH AT L DIRECTION

$$M_{\text{max}} = P_0 \beta / 4 = 8,10 \text{ ft-kips / ft}$$

$$\text{Where } \beta = \text{MIN}[(E_c I^3 / 3 k_s)^{0.25}, S_B] = 12 \text{ ft}$$

$$k_s = 4 \text{ lb / in}^3$$

RELATIVE STIFFNESS LENGTH AT B DIRECTION

$$M_{\text{max}} = P_0 \beta / 4 = 9,45 \text{ ft-kips / ft}$$

$$\text{Where } \beta = \text{MIN}[(E_c I^3 / 3 k_s)^{0.25}, S_L] = 14 \text{ ft}$$

$$k_s = 4 \text{ lb / in}^3$$

9.2 TENSILE STRESS AT L DIRECTION

$$f = P_r / A - M_{\text{max}} / 2 I^2 = -0,197 \text{ ksi}$$

$$> f_{t,\text{allow}} \text{ [Satisfactory]}$$

TENSILE STRESS AT B DIRECTION

$$f = P_r / A - M_{\text{max}} / 2 I^2 = -0,242 \text{ ksi}$$

$$> f_{t,\text{allow}} \text{ [Satisfactory]}$$

Por último, la tabla permite la conversión de la losa de canto variable a losa postesada de canto constante, considerando la misma cantidad y sección de tendones de postesado. Además realiza una estimación del alargamiento del acero de la armadura activa, fruto del postesado y la puesta en carga de la cimentación.

CONVERT UNIFORM THICKNESS

$$H = \text{MAX}[(1/L)^{1/3}, (1/B)^{1/3}] = 6,48 \text{ in}$$

SUGGEST RATIO OF EXPECTED ELONGATION

$$r = f_e / 0.8 E_{ps} = 7,77E-03$$

$$\text{Where } E_{ps} = 28000 \text{ ksi}$$

2.1.2. Traducción/ Conversión: proceso

En primer lugar se procura la traducción de los términos contenidos para así proceder a buscar las unidades para cada valor, adecuándolas al Sistema Internacional y las unidades más utilizadas en el cálculo de estructuras en España.

La conversión a dichas unidades se realiza a través de varios conversores *online* de origen anglosajón^[2.1]. La ausencia de una homogeneidad en la notación de las unidades del sistema estadounidense dificulta sobremedida la búsqueda de conversiones apropiadas.

2.1.3. Adecuación a normativa

La tabla, al estar concebida para cálculo de elementos estructurales de hormigón debe adecuarse, al menos, a la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-O8^[2.2]. A priori, durante la conversión de los valores, se detectan varias ausencias de limitaciones que provocan una falta de adecuación a la mencionada normativa.

En primer lugar, la hoja carece de limitación en el valor mínimo de la resistencia característica del hormigón; el valor presentado como ejemplo se corresponde con un hormigón de $f_{ck}=17 \text{ N/mm}^2$, cuando la normativa española limita el valor mínimo a $f_{ck}=20 \text{ N/mm}^2$.

Por otro lado, el número y sección de los tendones no tiene limitación o criterio alguno impuestos por la programación de la tabla. En la Instrucción EHE y por consiguiente, en el mercado español, existen series de diámetros nominales (UNE 36094) para “Alambres, Barras y Cordones” para armaduras activas (EHE, Artículo 34º). Asimismo, según los artículos 34.3, 34.4 y 34.5, se establecen unas tensiones de postesado para cada elemento de armadura activa, que en la presente tabla no se ven limitados inferior ni superiormente; de partida presenta un valor muy inferior al más bajo requerido por la normativa española.

2.2. Caso de estudio: vivienda en Santa Clara



fig 10 Vista de la calle Antonio de Mendoza, interior a la urbanización

2.2.1. Objetivo

Se plantea como caso de estudio una vivienda de la Urbanización Cruz de Malta, en Santa Clara, Sevilla, por sus abundantes problemas estructurales por movimientos verticales en el terreno de apoyo. Para este caso, se dimensionará la cimentación para una unidad de vivienda, teniendo en cuenta los datos geotécnicos del lugar y estimando las cargas verticales transmitidas a las que se ve sometida la cimentación por la construcción del edificio.

2.2.2. Urbanización Cruz de Malta, Santa Clara, Sevilla

La Urbanización Cruz de Malta es un conjunto de 176 viviendas unifamiliares en la zona de Santa Clara, Sevilla. Fue proyectado en el año 1982 y construido en su mayoría, en los cuatro años siguientes.

Todo el terreno en que se emplaza está formado por un primer estrato de arcilla de 8 metros de espesor, arrancando desde la cota 0.00m, sobre el que se apoyan directamente las cimentaciones de toda la edificación del conjunto. Las viviendas, en hilera compartiendo muros medianeros, cuentan con una cimentación pilotada sobre la que se dispone un emparrillado de vigas para arriostramiento y formación del forjado de planta baja –según esquema adjunto.

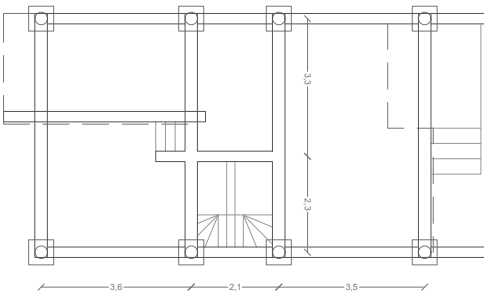


fig 11 Planta de cimentación (e 1:100)

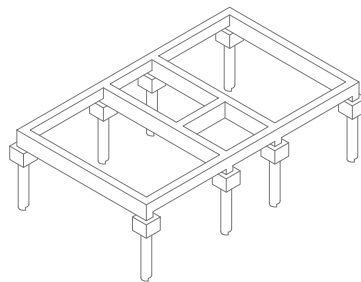


fig 12 Esquema axonométrico de cimentación

La cimentación original penetra en el estrato arcilloso mediante pilotes, quedando las vigas portantes y riostras por encima del plano de apoyo, sin transmisión de cargas al mismo. Sin embargo, en el proyecto no se cuidó lo suficiente la resistencia de la cimentación a los movimientos de las arcillas expansivas

y se han desencadenado diversos problemas en viviendas de la urbanización.

El ejemplo más reseñable es la vivienda sita en Roger de Lauria número 21, rechazada por el primer propietario a la entrega de la obra terminada por parte de la constructora. Las lesiones originadas en el edificio fueron tales, incluso antes de

su ocupación, que el caso llevó a catorce años de pleitos con la vivienda vacía. La resolución judicial (1998) obligó al derribo y reconstrucción de la vivienda, por cuenta de la constructora. Actualmente se puede reconocer la diferencia en la fábrica del cerramiento de la vivienda nueva con las circundantes.



fig 13 y 14 Vivienda en Roger de Lauria, 21

El problema apreciado en la vivienda en Roger de Lauria 21 se debió a un arrancamiento del encepado de los pilotes por insuficiencia de armadura o discontinuidad de la misma.

En la actualidad, muchas viviendas de la urbanización presentan lesiones en cerramientos: abombamiento en zócalos, fractura de piezas de ladrillo en planos y esquinas de fábrica y fisuras en apoyos de dinteles.

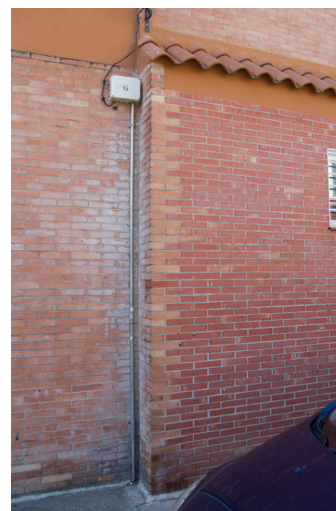


fig 15 y 16 - Zócalo reparado en una propiedad, fracturado en la colindante



fig 17 y 18 - Ejemplos de fisuras, roturas, desplomes y eflorescencias en zócalos

Los abombamientos –con las consiguientes roturas– pueden deberse a los movimientos del terreno bajo el acerado, por las variaciones de humedad a las que se ve afectado.



figuras 19, 20, 21 y 22 Ejemplos de fisuras en esquinas, con algunas reparaciones

Las fisuras y roturas en las esquinas de las fábricas son achacables, con gran probabilidad, a un descenso de la cimentación o a movimientos diferenciales entre lados perpendiculares de la misma. Al ser muros no portantes con escasa traba

entre los paños perpendiculares, la rotura se produce bastante próxima y paralela a la arista del encuentro.

Ejemplo de roturas en fábricas en testeros de parcelas entre las calles Obispo Zumarraga y Manuel de Castro y Padilla

23- Rotura entre cerramiento de vivienda y muro de cierre de parcela, con pérdida de planeidad

24- Rotura vertical entre muros de parcelas colindantes

25- Lesión reparada: fisura entre cerramiento de vivienda y muro de cierre de parcela, reconstrucción de fábrica y creación de junta elástica.



figura 23



figura 24

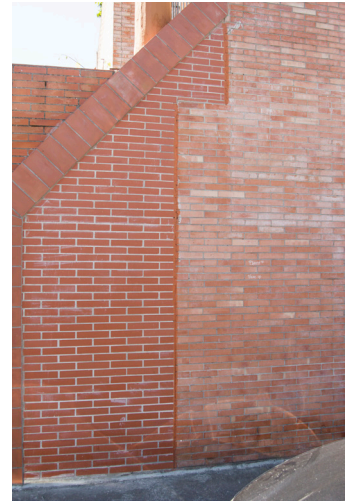


figura 25

Otras lesiones reconocidas son fracturas en dinteles (en su mayoría convenientemente reparadas) y fisuras con rotura de piezas en planos de fábrica. En otros casos podrían ser achacables a pérdida portante de la fábrica por defectos del material, pero no tiene sentido en obras de tan poca antigüedad; por esto, parece razonable la opción de relacionar las lesiones con movimientos diferenciales en la cimentación.

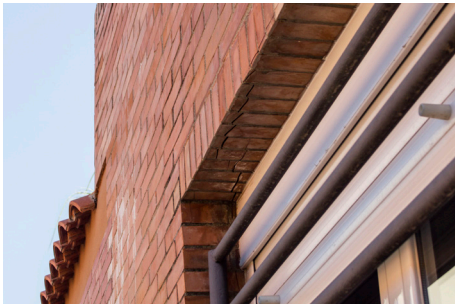


fig 26 Fractura en dintel de cocina



fig 27 Fractura en dintel de cocina



fig 28 Lesión reparada en dintel de garaje

Todos los dinteles en los que se observan lesiones pertenecen a huecos con una de sus jambas apoyadas en la zona inmediatamente superior a los pilotes de cimentación y la otra en zona de viga de cimentación; por esto se puede inferir un movimiento diferencial entre la zona de viga y la de encepado del pilote.

Dada la abundancia de afecciones aparentemente relacionadas con problemas de cimentación sobre suelos expansivos se presenta como un caso pertinente para el estudio de la aplicación de la cimentación con losa postesada en la ciudad de Sevilla, extrapolable a la región de Andalucía por similitud de condiciones de expansividad.

2.2.3. Modelización del edificio tipo y terreno para el cálculo

Se realiza un levantamiento aproximado de las plantas de las viviendas a partir de los planos de cimentación originales, las fotografías tomadas y la visita al interior de una de las casas, reformada respecto al proyecto original.

Los planos realizados son los siguientes:



Para el planteamiento de implementación de la losa se propone una losa nervada adecuada para el cálculo con la tabla disponible. El modelo ideal sería el conformado por vigas postesadas perimetrales más las necesarias para la formación del apoyo de la escalera, equivalentes a las dispuestas en la cimentación original, empleadas además como vigas intermedias de la losa nervada; el esquema ideal sería el siguiente:

Por limitación del sistema de cálculo empleado en la tabla empleada, sólo se pueden introducir diseños con nervios equidistantes entre sí. Además, tras un primer dimensionado, en el sentido corto de la losa (en adelante, B) debe disponerse un nervio en la mitad de dicha longitud; este nervio puede suponer una aproximación en el cálculo a la viga que sería necesaria para apoyo de la losa de escalera. De esta limitación surge la configuración definitiva a introducir en el cálculo:

En el sentido B, la separación entre nervios es de 2.65m; en el sentido perpendicular, en adelante L, la separación es de 2.92m.

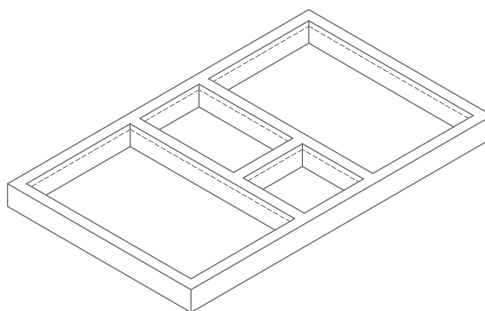


fig 30 Esquema ideal losa nervada - e 1:200

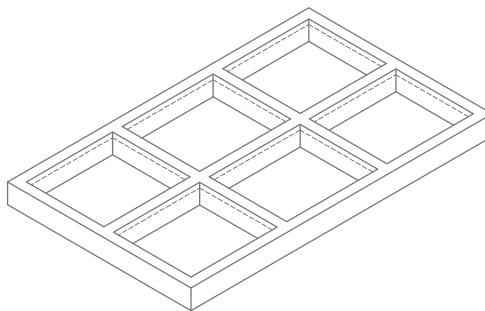


fig 31 Esquema para cálculo de losa nervada - e 1:200

Estimación de cargas: hipótesis I, edificio en uso

Para el dimensionado de la losa postesada se realiza una estimación de las cargas gravitatorias transmitidas por el edificio, a través de una suposición de los materiales de construcción que lo componen. Para el cálculo se contemplan solamente las cargas de componente vertical ya que son las influyentes en el comportamiento del edificio con respecto a

La construcción supuesta contempla forjados a base de losa unidireccional de H.A. con acabado en solería cerámica; el cerramiento se supone de dos hojas de fábrica de ladrillo con cámara de aire –el aislamiento térmico se desestima a efectos del cálculo estructural.

De acuerdo al Anejo C *Prontuario de pesos y coeficientes de rozamiento interno* del CTE DB-SE-AE^[2.3] los pesos G considerados son los siguientes:

–**Tabla C.5, Forjados:**

G1 –Forjado uni o bidireccional; grueso total <0.30m 4kN/m²

–**Tabla C.3, Pavimentación:**

G2 –Baldosa cerámica (i.i. material de agarre) 0.05m espesor 0.80kN/m²

–**Tabla C.5, Cerramientos y particiones:**

G3 –Hoja de albañilería exterior y tabique interior, espesor <0.25m 7kN/m

Además deben considerarse junto a las cargas gravitatorias las sobrecargas por tabiquería y por uso. De nuevo de acuerdo al CTE DB-SE-AE:

–**2. Acciones permanentes, 2.1 Peso propio**

Q1 3. [...] En general en viviendas bastará considerar como peso propio de la tabiquería una carga de 1.0 kN por cada m² de superficie construida 1kN/m²

–**3. Acciones variables, 3.1 Sobrecarga de uso, 3.1.1 Valores de la sobrecarga, Tabla 3.1**

Categorías de uso: A Zonas residenciales

Q2 Subcategorías de uso: Viviendas [...] Carga uniforme 2kN/m²

Todas estas cargas se emplean sin mayorar, ya que se desconoce el tratamiento que hace la herramienta de cálculo para la estimación de la resistencia de materiales de la losa. Añadido a esto, en caso de que la tabla no esté programada para mayorar las cargas, el hecho de introducirlas mayoradas supondría un tratamiento erróneo de la tensión de postesado.

–Cargas totales y lineales en perímetro

Teniendo en cuenta las cargas superficiales G1 y G2 en función de la superficie de forjado (A área total, A' área repercutida) se procede a su transformación en cargas lineales (LINEAL) sobre la línea de cerramiento (9.2M), para poder introdu-

Forjado	A	A'	G	TOTAL	LINEAL	L	QL
PB	59,96	24,9	0,8	19,92	2,17	9,2	7
P1	54,88	21	4,8	100,8	10,96	9,2	7
Cubierta	54,88	20,8	4,8	99,84	10,85	9,2	3
	m ²	m ²	kN/m ²	kN	kN/m	m	kN/m
					23,973913		17
					TOTAL		40,97

cirlas en el programa de cálculo^[1.13.1]. A las resultantes lineales se suma la carga también lineal de los materiales de cerramiento (QL).

Las áreas repercutidas (A') a cada tramo del perímetro serán de acuerdo al esquema adjunto. Se toma el lado más desfavorable, en el que actúan la carga de la escalera y la mayor parte del cerramiento del castillete de cubierta.

El resultado de 41kN/m será el introducido en la tabla como carga lineal en el perímetro. La tabla permite también la introducción de Carga permanente y Sobrecarga, campos empleados para la introducción de $Q1$ por tabiquería y $Q2$ por sobrecarga de uso, ambas sin mayorar, de nuevo.

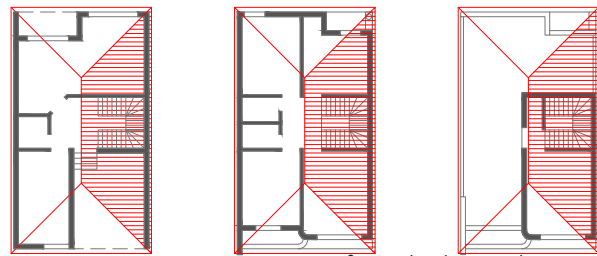


fig 32 distribución de cargas

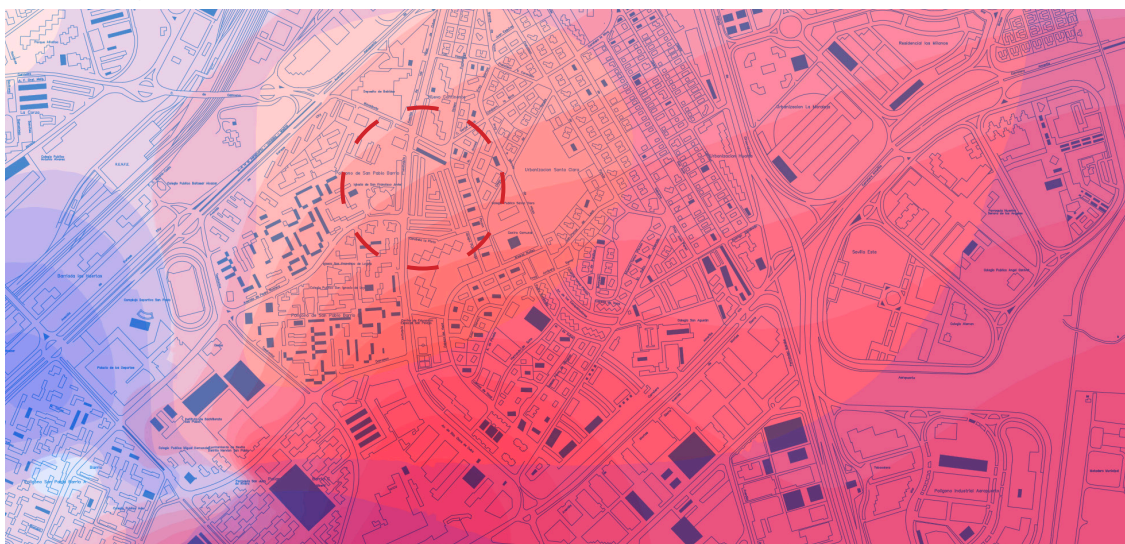
Estimación de cargas: hipótesis II, edificio vacío

Para el contrarrestar el efecto de las arcillas expansivas es determinante la suma de cargas verticales que el edificio transmite al terreno. Por esto, debe contemplarse la hipótesis antes de su puesta en uso, o en caso de reforma o abandono temporal. Para ello se consideran minoradas las acciones variables de Uso y Tabiquería, similar al caso de la ya citada vivienda en Roger de Lauria 21, la cual sufrió los efectos de la expansividad del suelo en el periodo entre la terminación de la obra y su primera ocupación.

Como criterio general se establecen los valores de $Q1$ (1kN/m^2) y $Q2$ (2kN/m^2) en $Q1'=0.6\text{ kN/m}^2$ y $Q2'=0.4\text{ kN/m}^2$; ambos valores se introducen directamente en la hoja de cálculo y en la estimación de hinchamiento del terreno^[2.4].

Datos del terreno^[2.5]

Para todas las hipótesis de hinchamiento del terreno y dimensionado de cimentaciones se considera la vivienda emplazada en la ya mencionada Urbanización de Cruz de Malta. En esta localización se comprueban los datos estratigráficos contenidos en el Mapa geotécnico de la ciudad de Sevilla^[2.5] para el estrato arcilloso. El estudio geotécnico de la zona muestra una capa de arcilla con techo en la superficie del terreno, espesor medio de 8 metros y una resistencia característica q_u del entorno de 100kPa . Si bien el valor de q_u no es especialmente peligroso por fenómenos de expansividad, sí lo es la profundidad relativamente grande del estrato y su inicio en superficie, lo que genera una exposición directa a todos los cambios de humedad.



Extracto mapa geotécnico de Sevilla - en azul valores de q_u , en rojo profundidad del estrato arcilloso

Hinchamiento del terreno (y_m): hipótesis I, edificio en uso

Mediante la hoja de cálculo “Hinchamiento-colapso-retracción”^[2.4], partiendo de los datos de cargas estimadas y los datos obtenidos del mapa geotécnico de Sevilla^[2.5], se obtienen los siguientes resultados de movimientos del terreno:

DATOS DE LA CIMENTACIÓN		
LADO A (longitud)	9,20	m
LADO B (anchura)	5,85	m
PROFUNDIDAD Z	1,00	m
PRESIÓN TOTAL	32,0	kN/m ²
PROF. ARCILLA	8,00	m
PRESIÓN NETA	12,0	kN/m ²

TERRENO LIBRE, SIN CIMENTACIÓN		
MOVIMIENTO VERTICAL CALCULADO (cm)	0,61	(colapso del suelo, descenso de la superficie)
MOVIMIENTO VERTICAL RETRACCIÓN (cm)	-2,28	(hinchamiento del suelo, levantamiento de la superficie)

TERRENO CON CIMENTACIÓN		
ASIENTO INCREM. CARGA (cm)	-0,17	(hinchamiento del suelo, levantamiento de la zapata)
MOVIMIENTO VERTICAL AUMENTO HUMEDAD (cm)	-8,33	(hinchamiento del suelo, levantamiento de la zapata)
MOVIMIENTO VERTICAL RETRACCIÓN (cm)	1,92	(retracción del suelo, descenso de la zapata)

La presión total introducida responde a la hipótesis de edificio totalmente cargado, contemplando el valor de cargas de Tabiquería y Sobrecarga de uso (Q1 y Q2) establecidos en el CTE DB-SE-AE.

Hinchamiento del terreno (y_m): hipótesis II, edificio vacío

De nuevo mediante la hoja de cálculo “Hinchamiento-colapso-retracción”^[2.4], partiendo de los datos de cargas estimadas y los datos obtenidos del mapa geotécnico de Sevilla^[2.5], se obtienen los siguientes resultados de movimientos del terreno:

DATOS DE LA CIMENTACIÓN		
LADO A (longitud)	9,20	m
LADO B (anchura)	5,85	m
PROFUNDIDAD Z	1,00	m
PRESIÓN TOTAL	25,0	kN/m ²
PROF. ARCILLA	8,00	m
PRESIÓN NETA	5,0	kN/m ²

TERRENO LIBRE, SIN CIMENTACIÓN		
MOVIMIENTO VERTICAL CALCULADO (cm)	0,61	(colapso del suelo, descenso de la superficie)
MOVIMIENTO VERTICAL RETRACCIÓN (cm)	-2,28	(hinchamiento del suelo, levantamiento de la superficie)

TERRENO CON CIMENTACIÓN		
ASIENTO INCREM. CARGA (cm)	-0,07	(hinchamiento del suelo, levantamiento de la zapata)
MOVIMIENTO VERTICAL AUMENTO HUMEDAD (cm)	-7,72	(hinchamiento del suelo, levantamiento de la zapata)
MOVIMIENTO VERTICAL RETRACCIÓN (cm)	2,02	(retracción del suelo, descenso de la zapata)

La presión total introducida responde a la hipótesis de edificio “vacío”, contemplando el valor de cargas de Tabiquería y Sobrecarga de uso (Q1’ y Q2’) reducidos respecto a lo establecido en el CTE DB-SE-AE^[2.3], según se dispone en pasos anteriores, suponiendo el edificio en proceso de construcción, reforma o sin uso.

2.2.4. Cálculo

2.2.4.1. Hipótesis I, edificio en uso

Con los datos anteriormente obtenidos se procede a su inserción en la hoja de cálculo de Losas de cimentación postesadas^[1.13.1], de nuevo valorando dos hipótesis de carga, para el edificio completamente cargado y para el mismo vacío.

En la entrada de datos se imponen y asumen algunas limitaciones, tanto por el funcionamiento de la tabla como por falta de correspondencia entre los datos obtenidos y el formato de entrada de la tabla. En la estimación de cargas se ha supuesto la transmisión lineal de todas las cargas gravitatorias a través del perímetro de la losa; esto supone una omisión de las cargas puntuales fruto de soportes verticales propios del sistema constructivo, suponiendo que el total de cargas transmitidas al perímetro sería igual al sumatorio de cargas puntuales transmitidas por los soportes omitidos.

En cuanto a la introducción de movimientos verticales del terreno, obtenidos mediante la tabla facilitada por el departamento^[2.4], mientras que la tabla genera tres valores –sean estos asiento por carga, aumento de humedad y retracción vertical–, la tabla para el cálculo de la cimentación^[1.13.1] exige los movimientos verticales del terreno en un punto del perímetro y en el centro de la cimentación. Por esto, se toma el valor de hinchamiento de la primera tabla como movimiento en el punto perimetral de la cimentación, considerando la mitad de este valor para el centro de la losa, ya que se supone menos afectado por los cambios de humedad.

Para la resistencia del hormigón, ante la ausencia de limitación en la tabla de origen, se toma el valor mínimo admitido por la Instrucción EHE-O8 para hormigón estructural, de 20MPa. Por recomendaciones recogidas en la bibliografía consultada^[1.6] se aumenta la resistencia del hormigón hasta 30MPa, más recomendable para casos de piezas postesadas.

De esta forma la entrada de datos es la siguiente:

2. ENTRADA DE DATOS & RESUMEN DE DISEÑO				
2.1 PROPIEDADES DEL TERRENO				
TENSIÓN ADMISIBLE	q_a	=	150	kPa
ZONA AFECTADA POR VARIACIÓN DE HUMEDAD	e_m	=	1,7	m, levantamiento central
		=	0,75	m, levantamiento en borde
MOVIMIENTO DIFERENCIAL DEL TERRENO	y_m	=	4,15	cm, levantamiento central
		=	8,33	cm, levantamiento en borde
COEFICIENTE DE BALASTO DE LA LOSA	μ	=	0,75	
2.2 DATOS ESTRUCTURALES Y CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES				
LONGITUD LOSA	L	=	9,20	m
ANCHO LOSA	B	=	5,85	m
ESPESOR LOSA	t	=	12,00	cm
CARGA PERIMETRAL	P	=	41,00	kN/m
MÁXIMA CARGA SOBRE LA LOSA	P_b	=	10,00	kN/m
CARGA PERMANENTE	DL	=	1,00	kN
SOBRECARGA	LL	=	2,00	kN
ESPACIADO MEDIO ENTRE VIGAS DE RIGIDIZACIÓN, DIR L	S_L	=	3,07	m
ESPACIADO MEDIO ENTRE VIGAS DE RIGIDIZACIÓN, DIR B	S_B	=	2,50	m
PROFUNDIDAD VIGA DE RIGIDIZACIÓN	h	=	80,00	cm
ANCHO VIGA DE RIGIDIZACIÓN	b	=	25,00	cm
RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	f_c	=	30,00	N/mm ² según EHE 31
TENDONES DE POSTESADO EN LOSA, DIRECCIÓN L	3	tendones con	78,50	mm ² por tendón
TENDONES DE POSTESADO EN LOSA, DIRECCIÓN B	4	tendones con	78,50	mm ² por tendón
TENDONES EN CARA INFERIOR DE CADA VIGA	0	tendones con	78,50	mm ² (sólo si se requiere)
PRETENSADO EFECTIVO DESPUÉS DE TODAS LAS PÉRDIDAS	f_e	=	2000,00	N/mm ²

La tensión admisible del terreno se incrementa un 50% para generar un caso más desfavorable de hinchamiento del terreno –sobre el valor de 100kPa obtenido del mapa geotécnico de Sevilla^[2.5].

Las secciones de acero de cada tendón se corresponden con cordones de Ø10mm, perteneciente a las series nominales contempladas en la norma UNE 36094, con 78.50mm² de área transversal.

Los datos de separación de las vigas de rigidización se corresponde con criterios de diseño recogidos en el apartado 2.2.3. del presente documento. La sección de las mismas vigas se dimensiona por tanteo, en escalones de 5 cm para el canto, partiendo de 60cm hasta que cumple por criterio de deformación al alcanzar el valor de 80cm. El ancho se establece en 25cm para cumplir con recubrimientos de las armaduras y proporcionar una superficie de apoyo suficiente para la transmisión de cargas al terreno –limitada en la comprobación 8 “a hundimiento del terreno”.

La tensión efectiva de postesado se sitúa ligeramente por encima del valor mínimo para la sección de cordón escogida, establecida en la UNE 36094, de 1570 N/mm².

De acuerdo con el cálculo realizado por la tabla, la losa funcionará con 4 tendones de postesado en cada dirección perpendicular, situados en la cara superior de la cimentación; las vigas de rigidización tendrán una sección de 25x80cm,

realizándose toda la pieza en hormigón de $f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$.

La tabla empleada no arroja ningún resultado sobre armaduras pasivas que, a la vista de fuentes consultadas sobre productos de construcción de cimentaciones de estas características, son inexistentes salvo en la formación del zuncho perimetral. Por esto, deben tenerse en cuenta los mínimos de armaduras requeridos por la normativa española (EHE-08).

Evaluación de los resultados de cálculo: deformaciones

De acuerdo a lo establecido en el CTE DB-SE-C^[2,6] bajo 2.4.3. *Estados límite de servicio*, debe comprobarse la *distorsión angular β* , definida como el asiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que les separa. Según la Tabla 2.2. *Valores límite basados en la distorsión angular*, se toma el como valor de referencia 1/500, para “Estructuras reticuladas con tabiquería de separación”.

Con este valor como referencia se evalúan los datos generados por la hoja de cálculo:

6. COMPROBACIÓN DEFORMACIONES DIFERENCIALES

6.1 RIGIDEZ RELATIVA EN DIRECCIÓN L

$$\beta = (E_c I / E_s) / 12 = 329,093 \text{ cm}$$

Donde $E_c = (0.5) 57000 (f_{ck})^{0.5} = 9825029 \text{ kN/m}^2$

$E_s = 6895 \text{ kN/m}^2$

6.2 DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE DIRECCIÓN L

LEVANTAMIENTO CENTRAL

$$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_A = 2,56 \text{ cm}$$

Donde $C_A = 360$

LEVANTAMIENTO BORDE

$$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_A = 1,28 \text{ cm}$$

Donde $C_A = 720$

6.3 DEFORMACIÓN DIFERENCIAL PREVISTA SIN PRETENSADO

LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN L

$$\Delta_0 = (y_m L)^{0.205} S_B^{1.059} p^{0.523} e_m^{1.296} / (380 h^{1.214}) = 1,24 \text{ cm}$$

LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN L

$$\Delta_0 = L^{0.35} y_m^{0.76} S_B^{0.88} e_m^{0.74} / (15.9 h^{0.85} p^{0.01}) = 0,26 \text{ cm}$$

6.4 DEFORMACIÓN POR PRETENSADO DIRECCIÓN L

$$\Delta_p = P_e e \beta^2 / (2 E_c I) = 0,06 \text{ cm}$$

6.5 COMPARACIÓN DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ESTIMADA vs ADMISIBLE

LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN L

$$\Delta_0 - \Delta_p = 1,17 \text{ cm} < \Delta_{admissible}$$

[Satisfactorio]

LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN L

$$\Delta_0 + \Delta_p = 0,32 \text{ cm} < \Delta_{admissible}$$

[Satisfactorio]

RIGIDEZ RELATIVA EN DIRECCIÓN B

$$\beta = (E_c I / E_s) / 12 = 340,973 \text{ cm}$$

Donde $E_c = (0.5) 57000 (f_{ck})^{0.5} = 9825029 \text{ kN/m}^2$

$E_s = 6895 \text{ kN/m}^2$

DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE DIRECCIÓN B

LEVANTAMIENTO CENTRAL

$$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_A = 1,63 \text{ cm}$$

Donde $C_A = 360$

LEVANTAMIENTO BORDE

$$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_A = 0,81 \text{ cm}$$

Donde $C_A = 720$

DEFORMACIÓN DIFERENCIAL PREVISTA SIN PRETENSADO

LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN B

$$\Delta_0 = (y_m B)^{0.205} S_L^{1.059} p^{0.523} e_m^{1.296} / (380 h^{1.214}) = 1,40 \text{ cm}$$

LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN B

$$\Delta_0 = B^{0.35} y_m^{0.76} S_L^{0.88} e_m^{0.74} / (15.9 h^{0.85} p^{0.01}) = 0,26 \text{ cm}$$

DEFORMACIÓN POR PRETENSADO DIRECCIÓN B

$$\Delta_p = P_e e \beta^2 / (2 E_c I) = 0,07 \text{ cm}$$

COMPARACIÓN DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ESTIMADA vs ADMISIBLE

LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN B

$$\Delta_0 - \Delta_p = 1,33 \text{ cm} < \Delta_{admissible}$$

[Satisfactorio]

LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN B

$$\Delta_0 + \Delta_p = 0,33 \text{ cm} < \Delta_{admissible}$$

[Satisfactorio]

Los datos de deformaciones para centro y borde en ambas direcciones perpendiculares de la losa son comparados por la propia tabla con su propio criterio de deformaciones admisibles. Estos datos de deformaciones son “antes de pretensado”, por lo que se infiere la existencia de algún tipo de armado. En la siguiente tabla adjunta, en las celdas bajo “distorsión s/CTE” se calculan las deformaciones admisibles según criterio L/500 y la relación entre la deformación estimada, bajo “Cálculo”, y la luz con la que se debe comparar. En todo caso el criterio de deformaciones admisibles por la tabla de cálculo queda comprendido en el intervalo de distorsión angular admitido por el DB-SE-C.

Dirección	Longitud	CENTRO		BORDE		distorsión s/CTE	
		D Admisible	D Cálculo	D Admisible	D Cálculo	Admisible	Cálculo
L	9,2	2,56	1,24	1,28	0,26	0,0184	0,00107
B	5,85	1,63	1,4	0,81	0,26	0,0117	0,00195
	m	cm	cm	cm	cm	L/500	

Comparación deformaciones estimadas con distorsión angular admisible por CTE-DB-SE-C

Evaluación de los resultados de cálculo: armado

La armadura activa, de acuerdo con los datos introducidos en la tabla para el cálculo de las secciones^[1.13.1] se compone de 4 tendones de postesado en la dirección paralela al lado corto B y 3 en la dirección perpendicular. Todos ellos están formados por un cordón de Ø10mm y 78.50mm² de sección transversal, con un tesado de 2000N/mm². Estos tendones recorren cada vano formado por las vigas según el esquema adjunto (fig. 2), descendiendo en el centro de las vigas y ascendiendo en extremos y cruces de vigas.

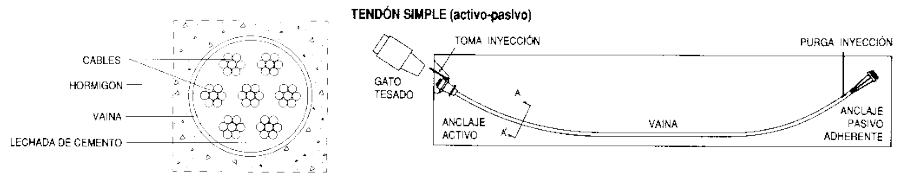


figura 2 - esquema de sistema de postesado de piezas de hormigón a flexión [1.4]

Para la losa de formación del paño de forjado, de acuerdo con el cálculo realizado en la tabla, el espesor será de 15cm. Por criterio de la Instrucción EHE-08, artículo 55.2 (comentario), el recubrimiento de la armadura en la cara superior será de 5 cm (para formación de capa de compresión); por criterio del mismo artículo, la armadura se dispondrá en malla de separación menor que dos veces el espesor de la losa (#20) y de un diámetro menor o igual a un décimo del espesor ($\phi \leq 15\text{mm}$, por criterio propio Ø12mm).

Para la armadura pasiva longitudinal de las vigas se opta por el criterio de Cuantía Geométrica Mínima de la tabla 42.3.5 de la EHE-08; para vigas armadas con acero B500 se considera un 2.8% de la sección de hormigón en armadura A_{s1} ; en la cara comprimida A_{s2} será igual al 30% de la cuantía A_{s1} .

$$-A_{s1} = 2.8\% (80 \times 25 \text{cm}) = 5.6 \text{cm}^2 \gg 3\phi 16 (6.03 \text{cm}^2)$$

$$-A_{s2} = 30\% \text{ de } 2.8\% (80 \times 25 \text{cm}) = 1.68 \text{cm}^2 \gg 2\phi 12 (2.26 \text{cm}^2)$$

Con atención de nuevo a la Instrucción EHE-08, debe tenerse en cuenta en la construcción y, si cabe, en el cálculo, la obligatoriedad de disponer una capa de hormigón de limpieza en la totalidad de los puntos de apoyo de la cimentación sobre el terreno.

2.2.4.2. Hipótesis II, edificio vacío

Con ánimo de evaluar los riesgos existentes por la expansividad del suelo en que se cimienta el edificio estudiado, se genera una hipótesis intermedia de carga, asimilable a un edificio en proceso de construcción o sin uso. Como se expone en el apartado 2.2.3., en la estimación de cargas se establecen los valores Q1' y Q2', acordes a esta hipótesis de carga.

Teniendo en cuenta los mismos datos de materiales, dimensiones y cargas que en la hipótesis I, se procede a la introducción de los datos en la tabla de cálculo:

2. ENTRADA DE DATOS & RESUMEN DE DISEÑO			
2.1 PROPIEDADES DEL TERRENO			
TENSIÓN ADMISIBLE	q_a	=	150 kPa
ZONA AFECTADA POR VARIACIÓN DE HUMEDAD	e_m	=	1,7 m, levantamiento central
		=	0,75 m, levantamiento en borde
MOVIMIENTO DIFERENCIAL DEL TERRENO	y_m	=	3,8 cm, levantamiento central
		=	7,72 cm, levantamiento en borde
COEFICIENTE DE BALASTO DE LA LOSA	μ	=	0,75
2.2 DATOS ESTRUCTURALES Y CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES			
LONGITUD LOSA	L	=	9,20 m
ANCHO LOSA	B	=	5,85 m
ESPESOR LOSA	t	=	12,00 cm
CARGA PERIMETRAL	P	=	41,00 kN/m
MÁXIMA CARGA SOBRE LA LOSA	P_o	=	10,00 kN/m
CARGA PERMANENTE	DL	=	0,60 kN
SOBRECARGA	LL	=	0,40 kN
ESPACIADO MEDIO ENTRE VIGAS DE RIGIDIZACIÓN, DIR L	S_L	=	3,07 m
ESPACIADO MEDIO ENTRE VIGAS DE RIGIDIZACIÓN, DIR B	S_B	=	2,50 m
PROFUNDIDAD VIGA DE RIGIDIZACIÓN	h	=	80,00 cm
ANCHO VIGA DE RIGIDIZACIÓN	b	=	25,00 cm
RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	f_c	=	30,00 N/mm ² según EHE 31
TENDONES DE POSTESADO EN LOSA, DIRECCIÓN L	3	tendones con	78,50 mm ² por tendón
TENDONES DE POSTESADO EN LOSA, DIRECCIÓN B	4	tendones con	78,50 mm ² por tendón
TENDONES EN CARA INFERIOR DE CADA VIGA	0	tendones con	78,50 mm ² (sólo si se requiere)
PRETENSADO EFECTIVO DESPUÉS DE TODAS LAS PÉRDIDAS	f_e	=	2000,00 N/mm ²

A partir de estos datos, la tabla genera los siguientes valores de deformaciones, admisibles y estimadas:

6. COMPROBACIÓN DEFORMACIONES DIFERENCIALES			
6.1 RIGIDEZ RELATIVA EN DIRECCIÓN L			
$\beta = (E_c I / E_s)^{1/4} / 12 =$	329,093	cm	
Donde $E_c = (0,5) 57000 (f_c)^{0,5} =$	9825029	kN/m ²	
$E_s =$	6895	kN/m ²	
6.2 DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE DIRECCIÓN L			
LEVANTAMIENTO CENTRAL			
$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_A =$	2,56	cm	
Donde $C_A =$	360		
LEVANTAMIENTO BORDE			
$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_A =$	1,28	cm	
Donde $C_A =$	720		
6.3 DEFORMACIÓN DIFERENCIAL PREVISTA SIN PRETENSADO			
LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN L			
$\Delta_o = (y_m L)^{0,205} S_B^{1,059} P^{0,523} e_m^{1,296} / (380 h^{1,214}) =$	1,21	cm	
LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN L			
$\Delta_o = L^{0,35} y_m^{0,76} S_B^{0,88} e_m^{0,74} / (15,9 h^{0,85} P^{0,01}) =$	0,26	cm	
6.4 DEFORMACIÓN POR PRETENSADO DIRECCIÓN L			
$\Delta_p = P_e e \beta^2 / (2 E_c I) =$	0,06	cm	
6.5 COMPARACIÓN DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ESTIMADA vs ADMISIBLE			
LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN L			
$\Delta_o + \Delta_p =$	1,15	cm	< $\Delta_{admisible}$
			[Satisfactorio]
LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN L			
$\Delta_o + \Delta_p =$	0,32	cm	< $\Delta_{admisible}$
			[Satisfactorio]
RIGIDEZ RELATIVA EN DIRECCIÓN B			
$\beta = (E_c I / E_s)^{1/4} / 12 =$	340,973	cm	
Donde $E_c = (0,5) 57000 (f_c)^{0,5} =$	9825029	kN/m ²	
$E_s =$	6895	kN/m ²	
DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE DIRECCIÓN B			
LEVANTAMIENTO CENTRAL			
$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_A =$	1,63	cm	
Donde $C_A =$	360		
LEVANTAMIENTO BORDE			
$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_A =$	0,81	cm	
Donde $C_A =$	720		
DEFORMACIÓN DIFERENCIAL PREVISTA SIN PRETENSADO			
LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN B			
$\Delta_o = (y_m B)^{0,205} S_L^{1,059} P^{0,523} e_m^{1,296} / (380 h^{1,214}) =$	1,37	cm	
LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN B			
$\Delta_o = B^{0,35} y_m^{0,76} S_L^{0,88} e_m^{0,74} / (15,9 h^{0,85} P^{0,01}) =$	0,26	cm	
DEFORMACIÓN POR PRETENSADO DIRECCIÓN B			
$\Delta_p = P_e e \beta^2 / (2 E_c I) =$	0,07	cm	
COMPARACIÓN DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ESTIMADA vs ADMISIBLE			
LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN B			
$\Delta_o + \Delta_p =$	1,31	cm	< $\Delta_{admisible}$
			[Satisfactorio]
LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN B			
$\Delta_o + \Delta_p =$	0,33	cm	< $\Delta_{admisible}$
			[Satisfactorio]

De nuevo se establece una comparación entre las deformaciones fruto del cálculo mediante la tabla y los límites establecidos por el CTE DB-SE-C:

VACÍO	CENTRO		BORDE		distorsión s/CTE	
Dirección	Longitud	D Admisible	D Cálculo	D Admisible	D Cálculo	
L	9,2	2,56	1,21	1,28	0,26	0,0184
B	5,85	1,63	1,37	0,81	0,26	0,0117
	m	cm	cm	cm	cm	L/500

Comparación deformaciones estimadas en caso de edificio vacío con distorsión angular admisible por CTE-DB-SE-C

Como en la primera hipótesis de edificio completamente cargado, las deformaciones estimadas se mantienen en valores alejados de las restricciones establecidas por el CTE DB-SE-C, sin excesiva variación en los valores absolutos.

De la comparación de ambas hipótesis de carga cabe deducir que la diferencia establecida por la reducción de sobrecarga de uso y de tabiquería –en total, de 3.00kN/m^2 a 1.00kN/m^2 – no supone una diferencia notable en la influencia del edificio sobre el terreno expansivo.

Si bien resulta evidente la mayor vulnerabilidad de un edificio cuanto más ligero sea, la variación de cargas contemplada en el caso de estudio no supone una verdadera diferencia en su comportamiento sobre el terreno expansivo tratado. La comparación de los movimientos del terreno deja ver que la reducción de presión total del 22% implica únicamente una reducción del hinchamiento del terreno del 7%; esta relación permite inferir la poca influencia que tiene una variación de la carga de esa magnitud. En caso de querer estudiar la vulnerabilidad de una construcción en función de la variación de las cargas transmitidas debería realizarse con mayor escalonamiento atendiendo, por ejemplo, a diferentes fases de su construcción.

3. Conclusiones

3.1. Valoración de hoja de cálculo: uso y limitaciones

A través de la traducción, conversión y aplicación de la tabla de cálculo de losas postesadas se detectan ciertas limitaciones e incompatibilidades con los métodos de cálculo y sistemas constructivos habituales en España.

En primer lugar, el sistema introduce limitaciones al diseño al limitar su aplicación a losas rectangulares. Para otras geometrías en planta de la losa ésta debe descomponerse en rectángulos superpuestos; calculada por partes, debe procederse a la combinación de los resultados de las diferentes piezas dimensionadas. Además, la separación entre las vigas debe ser constante, por lo que cualquier irregularidad en la separación supone la necesidad de un ajuste manual posterior al cálculo. En cualquier caso, en lo referente a diseño y geometría, debe reseñarse la facilidad de conversión entre losa nervada y losa de canto constante, ambas postesadas, con igual canto efectivo.

Del uso e introducción de una construcción española salen a la luz varias carencias para el uso con sistemas constructivos habituales en España. Por un lado, las cargas deben convertirse en lineales y trasladarse al perímetro de la cimentación, sin posibilidad de introducir cargas puntuales (soportes verticales); este rasgo es fruto evidente de la concepción de la tabla para su uso en proyectos ideados con el sistema *balloon frame*, evidente también a permitir la introducción de cargas lineales en la superficie de la losa.

Como apreciación subjetiva de este condicionamiento hacia el mencionado sistema de construcción, parece que las cargas estimadas para una construcción de fábrica y hormigón armado resultan *pesadas* para el modelo de cálculo sobre el que se ha programado la tabla. Los datos de cargas introducidos y las dimensiones de la sección generada a partir de ellos son considerablemente mayores que los contenidos en la tabla a modo de ejemplo.

3.2. Valoración de resultados

La realización del caso de estudio evidencia el buen rendimiento del sistema de losa postesada para cimentación sobre suelos expansivos. Teniendo en cuenta el alto grado de expansividad introducido en el cálculo –real para el emplazamiento escogido– y la baja presión transmitida por el edificio, los valores de deformaciones obtenidos son muy satisfactorios. Los cálculos permiten intuir una altísima rigidez de la pieza de cimentación ante los movimientos del terreno, incluso cuando el postesado introducido es relativamente poco denso y de escasa tensión de tesado.

Estos resultados deben tomarse con cierta precaución a la hora de concretar el diseño y armado de una cimentación, ya que no generan información alguna sobre armaduras pasivas.

Dejando de lado cuestiones de rendimiento estructural, es evidente el ahorro en materiales; el volumen de hormigón y armaduras de acero es mucho menor al ser la mayor parte de la superficie de la cimentación una losa de 15 cm de espesor –en comparación con la posible solución del problema de expansividad mediante la creación de una losa de cimentación del entorno de 80cm de canto.

3.3. Posibilidades implementación en España

La frecuencia de aparición de lesiones en edificación de poca entidad por errores de cimentación sobre suelos expansivos deja ver una carencia que fácilmente podría ser solventada con un sistema como la losa de cimentación postesada. Por su aparente facilidad de cálculo y su teórico buen rendimiento se postula como una solución muy conveniente en el panorama edificatorio español.

Sin embargo, el postesado en hormigón, como ya se expuso anteriormente, es una práctica reservada en su gran mayoría al ámbito de la ingeniería civil. Su aplicación al ámbito de la edificación, además de escasa, se centra en la creación de forjados de planta, con contados ejemplos en cimentaciones. Esta falta de costumbre en la aplicación y de conocimiento sobre las posibilidades del sistema son un obstáculo originado en los propios proyectistas que ignoran sus ventajas; junto a este contratiempo debe considerarse también el probable desconocimiento de las empresas constructoras sobre su dimensionado y aplicación, que además de introducir un margen de error en el dimensionado, probablemente genera una ausencia de los medios necesarios –en España existen los medios para el postesado de estructuras de hormigón, pero de mayores dimensiones que los necesarios para la escala estudiada, dado su uso enfocado principalmente a la obra ingenieril. Una somera investigación sobre los medios disponibles concluye en una incertidumbre sobre la posibilidad de aplicar el sistema de losa postesada en el ámbito español. La posibilidad de importación de medios y operarios para la construcción de estos sistemas implicaría un sobrecoste contrario a la intención de ahorro de materiales y excavaciones que suponen algunas de las ventajas económicas de este sistema.

4. Posible continuidad de la línea de trabajo

-Estudio progresivo de la influencia de las cargas del edificio

La hipótesis II de edificio vacío deja entrever las variaciones solidarias del comportamiento del suelo y la carga transmitida por el edificio al terreno. Por ello se estima conveniente un estudio iterativo de las cargas del edificio a lo largo de su proceso de construcción y su relación con los movimientos de terrenos expansivos. Entrando en detalle, podría considerarse también las variaciones de la humedad generadas por el uso de agua de la propia construcción en la capa activa del terreno, así como el proceso de desecado del terreno bajo el edificio a partir de que éste cubra la superficie del suelo.

-Re-elaboración de sistema de cálculo de losas postesadas

Se estima conveniente la programación de una hoja de cálculo para el dimensionado de losas de cimentación postesadas, adaptado a la normativa de aplicación española –EHE-O8, CTE DB-SE-C y NCSE-O2– y europea –Eurocódigo 7, EC-7, con reflejo en la norma UNE 1997. Para su facilidad de implementación en el ámbito español, se considera una ventaja la posibilidad de introducir cargas puntuales a modo de soportes, mucho más coherente con las costumbres constructivas actuales.

-Comprobación de la validez del cálculo de y_m

Para el aumento de la precisión del dimensionado de las cimentaciones sería conveniente el afinamiento del cálculo del movimiento vertical de los suelos expansivos y colapsables. Para ello, es deseable la realización de ensayos de hinchamiento y retracción, tanto in situ como en laboratorio; sobre los resultados de dichos ensayos se evaluará la precisión de los cálculos realizados a través la tabla realizada por el Departamento^[2.4] para poder emplearla con mayor seguridad en cálculos venideros.

-Ensayos sobre maquetas de losa postesada

Se propone el estudio del funcionamiento de las losas de cimentación postesadas para evaluar su funcionamiento con pruebas de carga e hinchamiento del terreno. Los datos obtenidos deberían ser contrastados con los cálculos realizados para comprobar su adecuación a la realidad construida.

-Aplicación a cimentación en edificación real

El estado último de la investigación sobre el dimensionado e implementación de losas de cimentación postesadas sobre suelos expansivos sería la redacción y ejecución de un proyecto cimentado con este sistema; el caso más factible se supone una vivienda unifamiliar de una o dos plantas en zonas de alto riesgo de expansividad.

5. Bibliografía

O.1 - Álvarez Glez, Benlloch Marco, et al., Vocabulario básico de construcción arquitectónica (Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2005), p.172.

O.2 - Alfonso Cobo Escamilla, Hormigón pretensado (Madrid: Fundación Escuela de la Edificación, 2010).

1.1 - Carlos Otero Mazo y José Luis Salinas Rodríguez, Mapa previsor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000 (Madrid: Instituto Geológico y Minero, 1986).

1.2 - Antonio Jaramillo Morilla, Prevención. Terrenos y cimentaciones. 2. Suelos de arcillas expansivas (Asociación de Seguros Mutuos de Arquitectos Superiores, ASEMAS).

1.3 - Cristina Soriano Cuesta et al., Tema 21. Introducción a la cimentación en suelos difíciles: suelos expansivos y colapsables en Mecánica del Suelo y Cimentaciones (Sevilla: Universidad de Sevilla, Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Área de Ingeniería del Terreno, 2015)

1.4 - VV. AA., Tema 5. Pretensado: análisis estructural, tecnología, pérdidas en Hormigón Estructural, Edificación y Prefabricación 1 (A Coruña: Universidade de A Coruña, Departamento de Tecnoloxía da Construcción, ETS Caminos, Canales y Puertos, 2014).

1.5 - Bradley Cole sobre W. Olive et al., Map I-1940 Swelling Clays Map of the Conterminous United States (USGS Miscellaneous Investigation Series, 1989)

1.6 - Francisco Orts Borrás, dir. Fernando Fargueta Cerdà, Aplicación del hormigón postesado en edificación (Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, ETSIE, 2010), Tesina Fin de Máster.

1.7 - figuras O4, O5 y O6 - Imágenes obtenidas del fondo del Archivo Eduardo Torroja Miret del CEHOPU - Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo, CEDEX - http://www.cephopu.cedex.es/etm/etm_index.htm

1.8 - Jesús Gómez Hermoso, et al., Edificios altos españoles (2005-2012) (Madrid: Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2015).

1.9 - VV. AA., Construcción de edificio altos (Madrid, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2008).

1.10 - figura O7 - planta Torre Agbar, Jean Nouvel, 1999-2005, Barcelona - <http://www.arcspace.com/features/ateliers-jean-nouvel-/torre-agbar/>

1.11 - figura O8 - Parque Comercial Bonaire, 1998-2001, Valencia - <http://www.freyssinet.es/wp/?cat=22>

1.12 - figura O9 - Cimentación de la Torre Espacio, 2004-2008, Madrid - <http://www.freyssinet.es/wp/?cat=22>

1.13 - Hoja de cálculo de losas de cimentación postesadas, Daniel T. Li Engineering International Inc., Design of PT Slabs on Expansive & Compressible Soil Based on PTI 3rd Edition,

<http://www.engineering-international.com/>

1.13.1 - Referencia para Tabla 1.13 **traducida y convertida** según apartados 2.1.2. y 2.1.3.

2.1 - Conversores de unidades: sistema anglosajón (Sistema Imperial) a Sistema Internacional

Engineer's Compendium: US units to SI units Conversion

<http://engs-comp.com/us2si/index.shtml>

Translators Café: Common units converter

<http://www.translatorscafe.com/cafe/EN/units-converter/description/toc/#Common>

2.2 - VV. AA., EHE-O8: Instrucción de Hormigón Estructural (Madrid: Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento, 2008)

2.3 - VV. AA., Código Técnico de la Edificación, Parte 2, Documento Básico - Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación (Madrid: Instituto Torroja, CSIC - Ministerio de Fomento, 2009)

2.4 - Hoja de cálculo para estimación de hinchamiento y retracción en terrenos expansivos y colapsables, Antonio Delgado Trujillo y Antonio Jaramillo Morilla, Hoja Hinchamiento-Colapso-Retracción, (Sevilla: Universidad de Sevilla, Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Área de Ingeniería del Terreno, mayo 2012).

2.5 - Enrique Soler Arias et al., Anejo I.2 Mapa Geotécnico Básico de la Ciudad de Sevilla en ITE. Protocolo de inspección técnica de edificaciones (Sevilla: Fundación para la Investigación y Difusión de la Arquitectura, Sevilla - FIDAS, 2005) *Actualización del estudio geotécnico 2012 facilitada por el Profesor A. Jaramillo Morilla.

2.6 - VV. AA., Código Técnico de la Edificación, Parte 2, Documento Básico - Seguridad Estructural - Cimentaciones (Madrid: Instituto Torroja, CSIC - Ministerio de Fomento, 2007, revisión 2008)

Material gráfico de elaboración propia:

Fotografías: figura 10, figuras 13 a 28; del autor, junio 2015

Gráficos: figuras 11y 12, figuras 29 a 31; elaborados por el autor, junio 2015

Otras fuentes consultadas para comprender el sistema de postesado y el comportamiento de los suelos expansivos:

- J. David Rogers, Geotechnical input for design of post-tensioned slab foundations on expansive soils using the new international building code, en Missouri University of Science and Technology, Dept. of Geological Sciences and Engineering,

http://web.mst.edu/~rogersda/expansive_soils/Input%20for%20IBC%20Design%20PT%20Slabs%20on%20Expansive%20Soils.pdf

- Grupo de investigación GE 441, Various aspects of expansive soils relevent to geoengineering practice, primavera 2004, consultada en abril de 2015, en Missouri University of Science and Technology,

http://web.mst.edu/~rogersda/expansive_soils/Various%20Aspects%20of%20Expansive%20Soils.pdf

6. Anejos

6.1. Tabla completa cálculo Caso de estudio

Se adjuntan las tablas empleadas para el cálculo de la cimentación del caso de estudio según la Hipótesis II de carga suponiendo el edificio completamente cargado. En primer lugar, los datos introducidos y generados en la tabla [2.4]:

PROGRAMA DE CÁLCULO DE MOVIMIENTOS DE HINCHAMIENTO O COLAPSO (INUNDACIÓN DEL TERRENO) v.2.1
MÉTODO: MÉTODO DIRECTO SIMPLIFICADO

MUESTRA:	Laboratorio X, S.1 a 2.0 m
TRABAJO:	Ejemplo con suelo de expansividad alta y losa
SITUACIÓN:	Urbanización Cruz de Malta, Santa Clara
LOCALIDAD:	Sevilla
FECHA:	02/07/2015

DATOS DEL TERRENO	
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	20,0 kN/m ³
ESPESOR DE LA CAPA ACTIVA	5,00 m

CURVA DE HUMEDAD NATURAL				
Escalón	presión (kN/m ²)	deform. (%)	m (%)(kN/m ²)	b (%)
1	0	0,00		
2	5	0,05	0,072	0,000
3	10	0,11	0,199	-0,089
4	25	0,27	0,402	-0,292
5	50	0,50	0,764	-0,798
6	100	0,79	0,963	-1,137
7	200	1,24	1,495	-2,200
8			1,495	-2,200

CURVA DE INUNDACIÓN BAJO CARGA				
Escalón	presión (kN/m ²)	deform. (%)	m (%)(kN/m ²)	b (%)
hinchamiento libre	5	-7,00		
inundación bajo carga	200	1,80	5,493	-10,839

CURVA DE RETRACCIÓN				
Escalón	presión (kN/m ²)	deform. (%)	m (%)(kN/m ²)	b (%)
1	0	0,00		
2	5	0,17	0,243	0,000
3	10	0,26	0,299	-0,039
4	25	0,44	0,452	-0,192
5	50	1,00	1,860	-2,161
6	100	1,55	1,827	-2,104
7	200	2,00	1,495	-1,440
8			1,495	-1,440

TERRENO LIBRE

CAPA	TECHO CAPA (m)	BASE CAPA (m)	MITAD CAPA (m)	prof neta (m)	PRESIÓN TECHO σf (kN/m ²)	PRESIÓN MEDIA σf (kN/m ²)	PRESIÓN BASE σf (kN/m ²)	ESPESOR z (m)	ε (%)	ε·z (cm)	Σ(ε·z) (cm)	ε1 (%)	ε2 (%)	Δε·z (cm)	Σ(ε·z) (cm)
1	8,00	7,70	7,85	-0,15	160,00	157,00	154,00	-0,3	0,14	-0,04	-0,04	1,84	1,08	-0,23	-0,23
2	7,70	7,40	7,55	-0,45	154,00	151,00	148,00	-0,3	0,07	-0,02	-0,06	1,82	1,06	-0,23	-0,46
3	7,40	7,10	7,25	-0,75	148,00	145,00	142,00	-0,3	0,00	0,00	-0,06	1,79	1,03	-0,23	-0,68
4	7,10	6,80	6,95	-1,05	142,00	139,00	136,00	-0,3	-0,07	0,02	-0,04	1,76	1,00	-0,23	-0,91
5	6,80	6,50	6,65	-1,35	136,00	133,00	130,00	-0,3	-0,15	0,04	0,00	1,74	0,98	-0,23	-1,14
6	6,50	6,20	6,35	-1,65	130,00	127,00	124,00	-0,3	-0,23	0,07	0,07	1,71	0,95	-0,23	-1,37
7	6,20	5,90	6,05	-1,95	124,00	121,00	118,00	-0,3	-0,31	0,09	0,16	1,67	0,91	-0,23	-1,60
8	5,90	5,60	5,75	-2,25	118,00	115,00	112,00	-0,3	-0,40	0,12	0,28	1,64	0,88	-0,23	-1,82
9	5,60	5,30	5,45	-2,55	112,00	109,00	106,00	-0,3	-0,49	0,15	0,43	1,61	0,85	-0,23	-2,05
10	5,30	5,00	5,15	-2,85	106,00	103,00	100,00	-0,3	-0,59	0,18	0,61	1,57	0,81	-0,23	-2,28

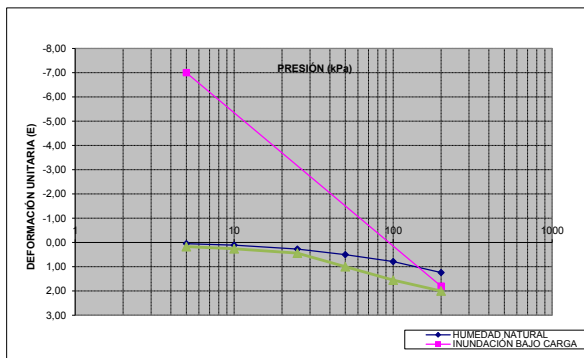
CON CIMENTACION

CAPA	TECHO CAPA (m)	BASE CAPA (m)	MITAD CAPA (m)	prof neta (m)	PRESIÓN INICIAL σf (kN/m ²)	PRESIÓN FINAL σf (kN/m ²)	ESPESOR z (m)	ε (%)	ε·z (cm)	Σ(ε·z) (cm)	ε1 (%)	ε2 (%)	ε3 (%)	ε·z (cm)	Σ(ε·z) (cm)	ε·z (cm)	Σ(ε·z) (cm)
1	1,00	1,40	1,20	-6,80	24,00	19,64	0,4	-3,96	-1,59	-1,59	0,23	0,26	0,39	-0,01	-0,01	0,07	0,07
2	1,40	1,80	1,60	-6,40	32,00	27,29	0,4	-3,25	-1,30	-2,89	0,30	0,35	0,51	-0,02	-0,04	0,08	0,15
3	1,80	2,20	2,00	-6,00	40,00	34,90	0,4	-2,75	-1,10	-3,98	0,38	0,43	0,71	-0,02	-0,05	0,13	0,28
4	2,20	2,60	2,40	-5,60	48,00	42,47	0,4	-2,34	-0,94	-4,92	0,45	0,49	0,87	-0,02	-0,07	0,17	0,45
5	2,60	3,00	2,80	-5,20	56,00	50,01	0,4	-2,01	-0,80	-5,72	0,50	0,55	1,00	-0,02	-0,09	0,20	0,65
6	3,00	3,40	3,20	-4,80	64,00	57,50	0,4	-1,73	-0,69	-6,42	0,56	0,60	1,11	-0,02	-0,11	0,22	0,87
7	3,40	3,80	3,60	-4,40	72,00	64,95	0,4	-1,49	-0,60	-7,01	0,61	0,65	1,21	-0,02	-0,12	0,24	1,11
8	3,80	4,20	4,00	-4,00	80,00	72,36	0,4	-1,28	-0,51	-7,53	0,65	0,70	1,29	-0,02	-0,14	0,26	1,37
9	4,20	4,60	4,40	-3,60	88,00	79,74	0,4	-1,09	-0,44	-7,96	0,70	0,74	1,37	-0,02	-0,16	0,27	1,64
10	4,60	5,00	4,80	-3,20	96,00	87,09	0,4	-0,92	-0,37	-8,33	0,73	0,77	1,44	-0,02	-0,17	0,28	1,92

Movimientos verticales con signos negativos: hinchamiento

TERRENO LIBRE, SIN CIMENTACIÓN	
MOVIMIENTO VERTICAL CALCULADO (cm)	0,61 (colapso del suelo, descenso de la superficie)
MOVIMIENTO VERTICAL RETRACCIÓN (cm)	-2,28 (hinchamiento del suelo, levantamiento de la superficie)

TERRENO CON CIMENTACIÓN	
ASIENTO INCREM. CARGA (cm)	-0,17 (hinchamiento del suelo, levantamiento de la zapata)
MOVIMIENTO VERTICAL AUMENTO HUMEDAD (cm)	-8,33 (hinchamiento del suelo, levantamiento de la zapata)
MOVIMIENTO VERTICAL RETRACCIÓN (cm)	1,92 (retracción del suelo, descenso de la zapata)

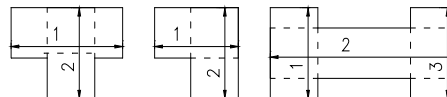


A partir de los datos de hinchamiento y retracción del terreno junto a las cargas estimadas en la modelización del edificio, la tabla [1.13.1] resulta de la siguiente manera:

Diseño de Losas Postesadas en Suelo Expansivo según especificaciones del PTI

1. SIMPLIFICACIONES PARA DISEÑO

1.1 DIVIDIR LA CIMENTACIÓN IRREGULAR E RECTÁNGULOS SOLAPADOS, UTILIZANDO ESTA TABLA PARA CADA RECTÁNGULO POR SEPARADO.



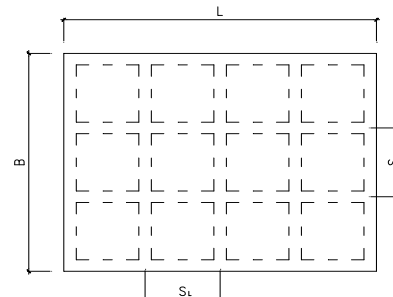
2. ENTRADA DE DATOS & RESUMEN DE DISEÑO

2.1 PROPIEDADES DEL TERRENO

TENSIÓN ADMISIBLE	q_a	=	150	kPa
ZONA AFECTADA POR VARIACIÓN DE HUMEDAD	e_m	=	1,7	m, levantamiento central
		=	0,75	m, levantamiento en borde
MOVIMIENTO DIFERENCIAL DEL TERRENO	y_m	=	4,15	cm, levantamiento central
		=	8,33	cm, levantamiento en borde
COEFICIENTE DE BALASTO DE LA LOSA	μ	=	0,75	

2.2 DATOS ESTRUCTURALES Y CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

LONGITUD LOSA	L	=	9,20	m
ANCHO LOSA	B	=	5,85	m
ESPESOR LOSA	t	=	12,00	cm
CARGA PERIMETRAL	P	=	41,00	kN/m
MÁXIMA CARGA SOBRE LA LOSA	P_b	=	10,00	kN/m
CARGA PERMANENTE	DL	=	1,00	kN
SOBRECARGA	LL	=	2,00	kN
ESPACIADO MEDIO ENTRE VIGAS DE RIGIDIZACIÓN, DIR L	S_L	=	3,07	m
ESPACIADO MEDIO ENTRE VIGAS DE RIGIDIZACIÓN, DIR B	S_B	=	2,50	m
PROFUNDIDAD VIGA DE RIGIDIZACIÓN	h	=	80,00	cm
ANCHO VIGA DE RIGIDIZACIÓN	b	=	25,00	cm
RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	f_c	=	30,00	N/mm ²
TENDONES DE POSTESADO EN LOSA, DIRECCIÓN L	3	tendones con	78,50	mm ² por tendón
TENDONES DE POSTESADO EN LOSA, DIRECCIÓN B	4	tendones con	78,50	mm ² por tendón
TENDONES EN CARA INFERIOR DE CADA VIGA	0	tendones con	78,50	mm ² (sólo si se requiere)
PRETENSADO EFECTIVO DESPUÉS DE TODAS LAS PÉRDIDAS	f_e	=	2000,00	N/mm ²



THE DESIGN IS ADEQUATE.

según EHE 31 SUGGESTED RATIO OF EXPECTED ELONGATION IS 000.000
CONVERTED UNIFORM THICKNESS IS 024 cm

3. SECCIÓN DE ESTUDIO

3.1 PROFUNDIDAD DE VIGA Y DISTANCIA INTEREJE

DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE, LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN L

$$\Delta_{admissible} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_A = 0,78 \text{ cm}$$

Donde $\beta = 2,4384 \text{ m}$
 $C_A = 360$

DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE, LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN L

$$\Delta_{admissible} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_A = 0,39 \text{ cm}$$

Donde $\beta = 2,4384 \text{ m}$
 $C_A = 720$

PROFUNDIDAD DE VIGA, LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN L

$$h = [(y_m L)^{0.205} S_B^{1.059} P^{0.523} e_m^{1.296} / 380 \Delta_{admissible}]^{0.824} = 0,84 \text{ cm}$$

PROFUNDIDAD DE VIGA, LEVANTAMIENTO EN BORDE, DIRECCIÓN L

$$h = [L^{0.35} S_B^{0.88} e_m^{0.74} y_m^{0.76} / 15,9 \Delta_{allow} P^{0.011}]^{1.176} = 6,13 \text{ cm}$$

CANTO EFECTIVO $h = 10,71 \text{ cm}$

DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE, LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN B

$$\Delta_{admissible} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_A = 0,50 \text{ cm}$$

Donde $\beta = 2,4384 \text{ m}$
 $C_A = 360$

DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE, LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN B

$$\Delta_{admissible} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_A = 0,25 \text{ cm}$$

Donde $\beta = 2,4384 \text{ m}$
 $C_A = 720$

PROFUNDIDAD DE VIGA, LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN B

$$h = [(y_m B)^{0.205} S_L^{1.059} P^{0.523} e_m^{1.296} / 380 \Delta_{admissible}]^{0.824} = 1,35 \text{ cm}$$

PROFUNDIDAD DE VIGA, LEVANTAMIENTO EN BORDE, DIRECCIÓN B

$$h = [B^{0.35} S_L^{0.88} e_m^{0.74} y_m^{0.76} / 15,9 \Delta_{allow} P^{0.011}]^{1.176} = 10,71 \text{ cm}$$

ASIGNADO $h = 80,00 \text{ cm}$ [Satisfactorio]

3.2 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

DIRECCIÓN L

$n = 4$	$y_b = 54,32 \text{ cm}$
$A = 13820 \text{ cm}^2$	$S_t = 320506 \text{ cm}^3$
$I = 8231106 \text{ cm}^4$	$S_b = 151534 \text{ cm}^3$
$CGS = 74,92 \text{ cm}$	$e = 20,60 \text{ cm}$

DIRECCIÓN B

$n = 4$	$y_b = 58,75 \text{ cm}$
$A = 17840 \text{ cm}^2$	$S_t = 446455 \text{ cm}^3$
$I = 9485661 \text{ cm}^4$	$S_b = 161449 \text{ cm}^3$
$CGS = 74,92 \text{ cm}$	$e = 16,17 \text{ cm}$

4. CÁLCULO DE MOMENTO MÁXIMO APLICADO

4.1 MOMENTO ASCENDENTE CENTRAL DIRECCIÓN L

$$M_L = A_0 (B e_m^{1.235} + C) = 5,40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde $A_0 = (L^{0.013} S_B^{0.306} h^{0.688} P^{0.534} y_m^{0.193}) / 727 = 0,365$

$$B = 1, \text{ para } e_m < 5$$

$$B = \text{MIN}[(y_m - 1) / 3, 1], \text{ para } e_m > 5$$

$$C = 0, \text{ para } e_m < 5$$

$$C = \text{MAX}[(8 - (P - 613) / 255) (4 - y_m) / 3, 0], \text{ for } e_m > 5$$

4.2 MOMENTO ASCENDENTE BORDE DIRECCIÓN L

$$M_L = S_B^{0.10} (h e_m)^{0.78} y_m^{0.66} / (7,2 L^{0.0065} P^{0.04}) = 4,08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

MOMENTO ASCENDENTE CENTRAL DIRECCIÓN B

$$M_B = (58 + e_m) M_L / 60, \text{ for } L/B > 1.1$$

$$M_B = M_L, \text{ for } L/B < 1.1$$

$$= 12,62 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

MOMENTO ASCENDENTE BORDE DIRECCIÓN B

$$M_B = h^{0.35} (19 + e_m) M_L / 57.75, \text{ for } L/B > 1.1$$

$$M_B = M_L, \text{ for } L/B < 1.1$$

$$= 5,07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5. COMPROBACIÓN FLEXIONES EN HORMIGÓN

5.1 TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE HORMIGÓN

FLEXOTRACCIÓN	$f_{t,allow} = -6 (f_c)^{0.5} = -2,068 \text{ N/mm}^2$
FLEXOCOMPRESIÓN	$f_{c,allow} = -0.45 f_c = 7,757 \text{ N/mm}^2$

5.2 TENSIÓN MÁXIMA, MOMENTO ASCENDENTE CENTRAL, DIRECCIÓN L

$$f = P_r / A - M_L / S_t + P_r e / S_t = 0,127 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donde } P_r = P_e - SG = 329,39 \text{ kN}$$

$$P_e = f_e A_{ps} = 470,88 \text{ kN}$$

$$SG = W_{slab} \mu / 2000 = 141,49 \text{ kN}$$

Then	f	$>$	$f_{t,allow}$	[Satisfactorio]
		$<$	$f_{c,allow}$	[Satisfactorio]

TENSIÓN MÁXIMA, MOMENTO ASCENDENTE CENTRAL, DIRECCIÓN B

$$f = P_r / A - M_B / S_t + P_r e / S_t = 0,091 \text{ ksi}$$

$$\text{Donde } P_r = P_e - SG = 517,74 \text{ kN}$$

$$P_e = f_e A_{ps} = 628000,00 \text{ kN}$$

$$SG = W_{slab} \mu / 2000 = 141,49 \text{ kN}$$

Then	f	$>$	$f_{t,allow}$	[Satisfactorio]
		$<$	$f_{c,allow}$	[Satisfactorio]

5.3 TENSIÓN EN LA BASE, MOMENTO ASCENDENTE EN CENTRO, DIRECCIÓN L					TENSIÓN EN LA BASE, MOMENTO ASCENDENTE EN CENTRO, DIRECCIÓN B																									
$f = P_r / A + M_L / S_b - P_r e / S_b =$					0,474	Mpa	$f = P_r / A + M_B / S_b - P_r e / S_b =$																							
							0,841	Mpa																						
Then	f	>	$f_{t,allow}$	[Satisfactorio]	Then					f	>	$f_{t,allow}$	[Satisfactorio]																	
		<	$f_{c,allow}$	[Satisfactorio]							<	$f_{c,allow}$	[Satisfactorio]																	
5.4 TOP STRESS, FOR EDGE LIFT MOMENT, AT L DIRECTION					TOP STRESS, FOR EDGE LIFT MOMENT, AT B DIRECTION																									
$f = P_r / A - M_L / S_b - P_r e / S_b =$					-0,726	Mpa	$f = P_r / A - M_B / S_b - P_r e / S_b =$																							
							-1,176	Mpa																						
Then	f	>	$f_{t,allow}$	[Satisfactorio]	Then					f	>	$f_{t,allow}$	[Satisfactorio]																	
		<	$f_{c,allow}$	[Satisfactorio]							<	$f_{c,allow}$	[Satisfactorio]																	
TENSIÓN EN LA BASE, MOMENTO ASCENDENTE EN BORDE, DIRECCIÓN L					TENSIÓN EN LA BASE, MOMENTO ASCENDENTE EN BORDE, DIRECCIÓN B																									
$f = P_r / A + M_L / S_t + P_r e / S_t =$					0,694	Mpa	$f = P_r / A + M_B / S_t + P_r e / S_t =$																							
							0,821	Mpa																						
Then	f	>	$f_{t,allow}$	[Satisfactorio]	Then					f	>	$f_{t,allow}$	[Satisfactorio]																	
		<	$f_{c,allow}$	[Satisfactorio]							<	$f_{c,allow}$	[Satisfactorio]																	
6. COMPROBACIÓN DEFORMACIONES DIFERENCIALES																														
6.1 RIGIDEZ RELATIVA EN DIRECCIÓN L																														
$\beta = (E_c I / E_s)^{1/4} / 12 =$														329,093	cm	$\beta = (E_c I / E_s)^{1/4} / 12 =$		340,973	cm											
Donde														$E_c = (0.5) 57000 (f_c')^{0.5} =$	9825029	kN/m ²	Donde		$E_c = (0.5) 57000 (f_c')^{0.5} =$	9825029	kN/m ²									
														$E_s =$	6895	kN/m ²			$E_s =$	6895	kN/m ²									
6.2 DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE DIRECCIÓN L														DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ADMISIBLE DIRECCIÓN B																
LEVANTAMIENTO CENTRAL														LEVANTAMIENTO CENTRAL																
$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_A =$														2,56	cm	$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_A =$					1,63	cm								
Donde														$C_A =$	360		Donde					$C_A =$	360							
LEVANTAMIENTO BORDE														LEVANTAMIENTO BORDE																
$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(L, 6\beta) / C_A =$														1,28	cm	$\Delta_{allow} = 12 \text{ MIN}(B, 6\beta) / C_A =$					0,81	cm								
Donde														$C_A =$	720		Donde					$C_A =$	720							
6.3 DEFORMACIÓN DIFERENCIAL PREVISTA SIN PRETENSADO														DEFORMACIÓN DIFERENCIAL PREVISTA SIN PRETENSADO																
LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN L														LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN B																
$\Delta_0 = (y_m L)^{0.205} S_B^{1.059} P^{0.523} e_m^{1.296} / (380 h^{1.214}) =$														1,24	cm	$\Delta_0 = (y_m B)^{0.205} S_L^{1.059} P^{0.523} e_m^{1.296} / (380 h^{1.214}) =$					1,40	cm								
LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN L														LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN B																
$\Delta_0 = L^{0.35} y_m^{0.76} S_B^{0.88} e_m^{0.74} / (15.9 h^{0.85} P^{0.01}) =$														0,26	cm	$\Delta_0 = B^{0.35} y_m^{0.76} S_L^{0.88} e_m^{0.74} / (15.9 h^{0.85} P^{0.01}) =$					0,26	cm								
6.4 DEFORMACIÓN POR PRETENSADO DIRECCIÓN L														DEFORMACIÓN POR PRETENSADO DIRECCIÓN B																
$\Delta_p = P_e e \beta^2 / (2 E_c I) =$														0,06	cm	$\Delta_p = P_e e \beta^2 / (2 E_c I) =$					0,07	cm								
6.5 COMPARACIÓN DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ESTIMADA vs ADMISIBLE														COMPARACIÓN DEFORMACIÓN DIFERENCIAL ESTIMADA vs ADMISIBLE																
LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN L														LEVANTAMIENTO CENTRAL, DIRECCIÓN B																
$\Delta_0 - \Delta_p =$														1,17	cm	<	$\Delta_{admissible}$	$\Delta_0 - \Delta_p =$					1,33	cm	<	$\Delta_{admissible}$				
																			[Satisfactorio]						[Satisfactorio]					
LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN L														LEVANTAMIENTO BORDE, DIRECCIÓN B																
$\Delta_0 + \Delta_p =$														0,32	cm	<	$\Delta_{admissible}$	$\Delta_0 + \Delta_p =$					0,33	cm	<	$\Delta_{admissible}$				
																			[Satisfactorio]						[Satisfactorio]					
7. COMPROBACIÓN A CORTANTE														CORTANTE POR CARGA DE SERVICIO, DIRECCIÓN B																
7.1 CORTANTE POR CARGA DE SERVICIO, DIRECCIÓN L														PARA LEVANTAMIENTO CENTRAL																
PARA LEVANTAMIENTO CENTRAL														$V_L = L^{0.09} S_B^{0.71} h^{0.43} P^{0.44} y_m^{0.16} e_m^{0.93} / 1940 =$					35,349	kN/m	$V_B = B^{0.19} S_L^{0.45} h^{0.20} P^{0.54} y_m^{0.04} e_m^{0.97} / 1350 =$					42,004	kN/m			
PARA LEVANTAMIENTO EN BORDE														PARA LEVANTAMIENTO EN BORDE																
$V_L = L^{0.07} h^{0.4} P^{0.03} y_m^{0.67} e_m^{0.16} / (3.0 S_B^{0.015}) =$														28,795	kN/m	$V_B = B^{0.07} h^{0.4} P^{0.03} y_m^{0.67} e_m^{0.16} / (3.0 S_L^{0.015}) =$					27,812	kN/m								
7.2 CORTANTE ADMISIBLE POR HORMIGÓN, DIRECCIÓN L														CORTANTE ADMISIBLE POR HORMIGÓN, DIRECCIÓN B																
$v_c = 1.7 (f_c')^{0.5} + 0.2 f_p =$														0,634	Mpa	$v_c = 1.7 (f_c')^{0.5} + 0.2 f_p =$					0,644	Mpa								
Donde														$f_p =$	0,238	Mpa	>	0,34	Mpa	Donde					$f_p =$	0,290	Mpa	>	0,34	Mpa
																			[Satisfactorio]						[Satisfactorio]					
7.3 RESISTENCIA A CORTANTE, CIMENTACIÓN NERVADA DIRECCIÓN L														RESISTENCIA A CORTANTE, CIMENTACIÓN NERVADA DIRECCIÓN B																
LEVANTAMIENTO CENTRAL														LEVANTAMIENTO CENTRAL																
$v = V B / (n h b) =$														0,258	Mpa	<	v_c	$v = V L / (n h b) =$					0,483	Mpa	<	v_c				
																			[Satisfactorio]						[Satisfactorio]					
LEVANTAMIENTO BORDE														LEVANTAMIENTO BORDE																
$v = V B / (n h b) =$														0,211	Mpa	<	v_c	$v = V L / (n h b) =$					0,320	Mpa	<	v_c				
																			[Satisfactorio]						[Satisfactorio]					
8. COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO DEL TERRENO														RIGIDEZ RELATIVA EN DIRECCIÓN B																
8.1 CARGAS APLICADAS														ÁREA DE APOYO DE LAS VIGAS					(b)(Longitud total) =	13,8308	m ²									
PESO LOSA														150	L B t	=	152	kN	SOIL PRESSURE					q = Carga total / Área =	128	kN/m ²				
CARGA PERMANENTE														DL	L B	=	54	kN						<	qadmissible					
SOBRECARGA														LL	L B	=	108	kN						[Satisfactorio]						
PESO VIGA														150	(h-t) b	(Longitud total)	=	225	kN											
CARGA PERIMETRAL														P	(2L + 2B)	=	1234	kN												
9. ESFUERZOS EN LA LOSA POR CARGAS TRANSMITIDAS POR PARTICIONES														RIGIDEZ RELATIVA EN DIRECCIÓN B																
9.1 RIGIDEZ RELATIVA EN DIRECCIÓN L														Máx = P ₀ β / 4 =					2,34	kN·m										
Where														$\beta = \text{MIN}[(E_c I^3 / 3 k_s)^{0.25}, S_B] =$	2,5	m	Donde					$\beta = \text{MIN}[(E_c I^3 / 3 k_s)^{0.25}, S_L] =$	3,0666	m						
														$k_s =$	110719,62	kg/m ³						$k_s =$	110719,62	kg/m ³						
9.2 TRACCIÓN EN DIRECCIÓN L														TRACCIÓN EN DIRECCIÓN B																
$f = P_r / A - M_{max} / 2 I^2 =$														0,021	Mpa	>	$f_{t,admissible}$	[Satisfactorio]	$f = P_r / A - M_{max} / 2 I^2 =$					0,024	Mpa	>	$f_{t,admissible}$	[Satisfactorio]		

10. CONVERSION CANTO UNIFORME

$H = \text{MAX}[(l/L)^{1/3}, (l/B)^{1/3}] = 24,14 \text{ cm}$

11. ALARGAMIENTO ARMADURA

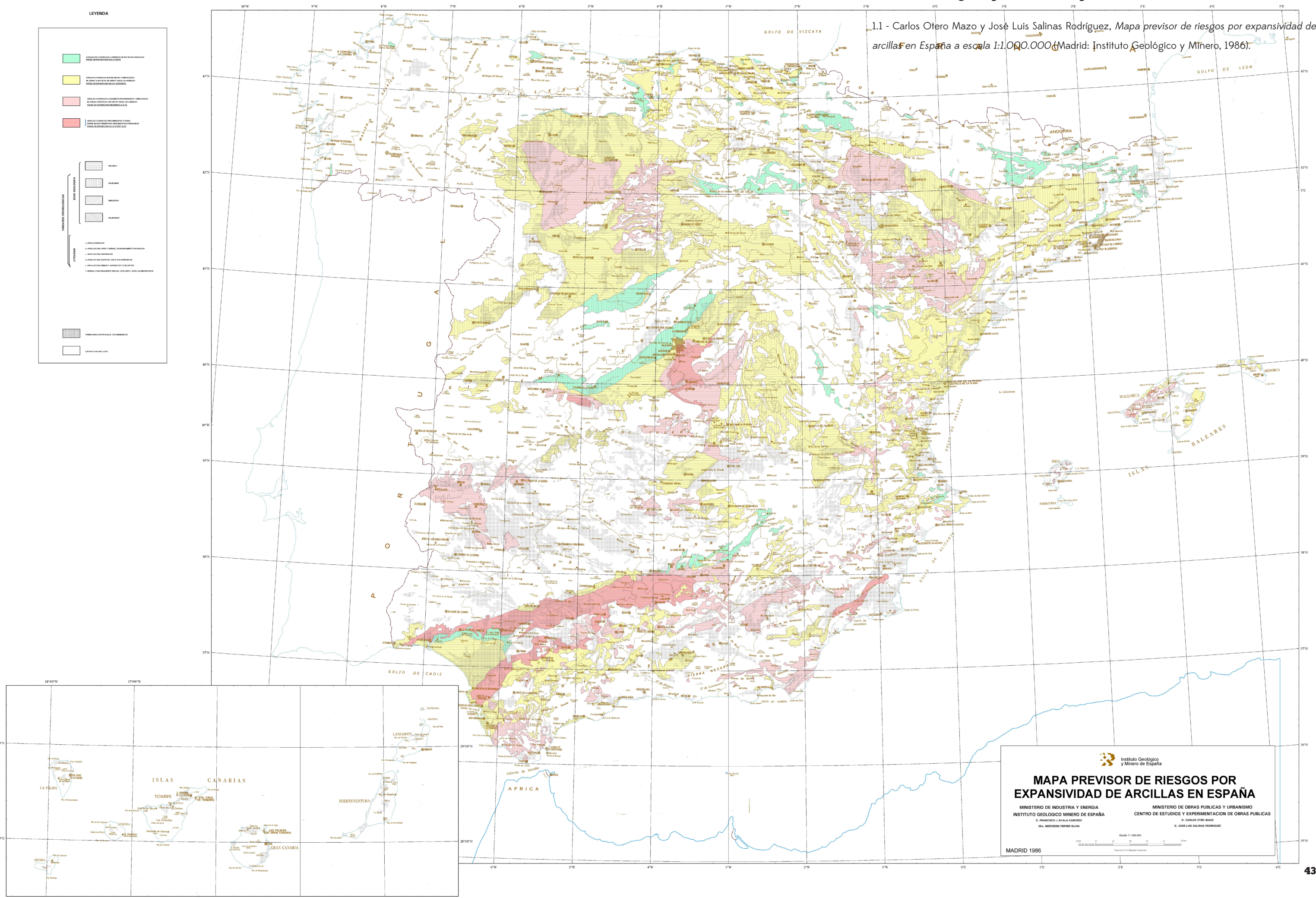
$r = f_e / 0.8 E_{ps} = 1,25E-02$
Donde $E_{ps} = 200000,000 \text{ Mpa}$

Referencas técnicas:

1. "Design and Construction of Post-Tensioned Slab-on-Ground, Second Edition", The Post-Tensioning Institute, 2004.
2. "1997 Uniform Building Code, Volume 2", International Conference of Building Officials, 1997.

6.2. Plano riesgo expansividad España

1.1 - Carlos Otero Mazo y José Luis Salinas Rodríguez, Mapa predictor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000 (Madrid: Instituto Geológico y Minero, 1986).



6.3. Plano q_u y espesor de capa de arcillas en Sevilla

Elaborado según 2.5 - Enrique Soler Arias et al., *Anejo I.2 Mapa Geotécnico Básico de la Ciudad de Sevilla en ITE. Protocolo de inspección técnica de edificaciones* (Sevilla: Fundación para la Investigación y Difusión de la Arquitectura, Sevilla - FIDAS, 2005) *Actualización del estudio geotécnico 2012 facilitada por el Profesor A. Jaramillo Morilla.

